

Jussi-Petteri Syvänen

VANHOJEN TEOLLISUUSRAKENNUS- TEN BETONIPALKKIEN JA -LAATTO- JEN VAHVISTAMINEN JÄLKIJÄNNITTÄ- MÄLLÄ

Diplomityö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
Anssi Laaksonen
Olli Kerokoski
Marraskuu 2019

TIIVISTELMÄ

JUSSI-PETTERI SYVÄNEN: Vanhojen teollisuusrakennusten betonipalkkien ja laattojen vahvistaminen jälkijännittämällä

Tampereen yliopisto

Diplomityö, 63 sivua, 32 liitesivua

Marraskuu 2019

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen

Avainsanat: jälkijännittäminen, betonirakenteet, korjausrakentaminen, teollisuusrakenteet

Betonirakenteita on yritetty parantaa jo pitkään jännittämistä hyödyntämällä. Pitkän kehitystyön tuloksena on onnistuttu luomaan useita toimivia jännitysmenetelmiä. Työ käsittelee jännitettyjä betonirakenteita ja tarkastelee teoriaa erityisesti tartunnattomilla jännteillä jälkijännitettyjen rakenteiden näkökulmasta. Jännitettyjen rakenteiden suunnittelu on vaativaa työtä ja yhtenä tavoitteena on kerätä aloittelevalle suunnittelijalle tietopakettia, jonka varassa voi lähteä tutustumaan jännitettyjen rakenteiden maailmaan syvemmin. Tarkoituksena oli myös saada selville, kannattaako jälkijännittämistä hyödyntää vaakarakenteiden vahvistamisessa tyypillisissä teollisuusrakennuksissa. Tämä tehtiin vertailemalla Pöyry Finland Oy:n suunnittelemissa toteutuneissa rakennevahvistuksissa ja niiden pohjalta diplomityötä varten suunniteltuja jälkijännitettyjä vahvistuksia.

Työ jakautuu karkeasti kolmeen osaan. Ensimmäisessä osassa tarkastellaan teoriaa materiaaliominaisuuksista rakenteiden toteutukseen ja jännitystyön laadunvalvontaan. Toisessa osassa käsitellään vanhojen normien historiaa, teollisuuskohteiden rakenneratkaisuja sekä vanhojen palkkien ja laattojen vahvistamismenetelmiä. Kolmannessa osassa käydään läpi työn tekemisen ohessa luotujen laskentapohjien toiminta ja vertaillaan laskennallisesti jälkijännitettyjä vahvistuksia teräsbetonivahvistuksiin.

Jälkijännitetyn rakenteen merkittävimmät suunnitteluvaiheet ovat jännevoiman määrittäminen, jännityshäviöiden laskenta, sekä murto- ja käyttörajatilatarkastelut. Viimeisimmästä voisi esille nostaa ankkurointialueen erityispiirteet, jotka muodostavat merkittävän suunnittelukohteen myös vanhaa rakennetta jännitettäessä.

Palkeilta vertailtiin kaksi eri tapausta, joista toinen valittiin vielä tarkempaan erillisiin tarkasteluihin muuttuvan jännevälän ja kuorman suhteen. Laatan vahvistukselle tehtiin samat vertailut. Lisäksi vielä tutkittiin mahdollisuutta vahvistaa laattaa suorilla jännteillä, ja tämän vaikutusta palkin rasitukseen ja aiheutuvia pakkovoimia.

Lopputuloksena todettiin, että jälkijännittämistä vahvistamisvaihtoehtona kannattaa harkita. Varsinkin kaarevan jännevoiman tuomat edut ovat hyödyksi teollisuusrakenteiden vahvistamisessa. Lisäksi jälkijännittämisellä saatiin käyttöasteita jopa 50 % pienemmäksi kuin teräsbetonivahvistuksella.

ABSTRACT

JUSSI-PETTERI SYVÄNEN: Strengthening concrete beams and slabs in the old industrial buildings by post-tensioning

Tampere University

Master of Science Thesis, 63 pages, 32 Appendix pages

November 2019

Master's Degree Programme in Civil Engineering

Major: Structural Design

Examiner: Professor Anssi Laaksonen

Keywords: post-tensioning, strengthening, concrete structures, industrial structures,

For a long time, there have been attempts to strengthen concrete structures by tensioning. After several years there are many options to use prestressed structures or post-tensioning. This thesis is about unbonded post-tensioned concrete structures. Designing post-tensioned concrete structures is a challenging task. Thesis aims to compile main points of design process. The idea is to find out if it is profitable to strengthen horizontal structures like beams and slabs by post-tensioning in the typical industrial buildings. This was made by comparing completed reinforced concrete structures and post-tensioned structures which were designed for the thesis.

Thesis is divided basically into three parts. The first part is about theory behind post-tensioning structures. It goes through starting with properties of prestressing steel and concrete and ending to the quality control on the construction site. In the second part there is piece of history of Finnish design codes and structures in the industrial buildings as well as how to strengthen those. In the third part is told how the comparison itself is done.

The most significant designing phases are defining the tendon force, calculating losses of prestress, calculating the capacities in the ultimate limit state and in the serviceability limit state. One special case in the ultimate limit state calculations is analyzing both local and general anchorage zones. Anchorage zone may cause many problems while designing post-tensioning.

There were two beams and on slab in the studies. One of the beams and the slab were taken into studies where was wanted to see how variable load or span would affect to utilization degrees.

In summary there is reasonable option to consider post-tensioning as strengthening structures. Especially benefits caused by curved prestressing force are useful when renovating industrial structures. In addition, utilization was even 50 % lower than with reinforced concrete.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on laadittu, jotta tekijänsä saa lopettaa tyytyväisenä opiskelunsa ja keskittyä oikeaan työntekoon. Tämä oli myös työnantajani Pöyry Finland Oy:n toive, jotta he saavat työntekijänsä takaisin tuottavan projektityön pariin. (Tämäkin jo sittemmin muuttui...)

Kiitos Pöyryn Juhani Viitaselle ja Anssi Laaksoselle TTY:ltä työni ohjaamisesta ja tarkastamisesta. Kiitos myös Kaarle Koskelalle, joka mahdollisti opiskelun töiden ohessa ja lopulta myös tämän diplomityön tekemisen. Suurimmat kiitokset kuitenkin kotiin ja erityisesti Merville, jossa on jaksettu tukea ja potkia eteenpäin silloin kun on eniten ottanut päähän.

Pahoittelut myös kaikille edellä mainituille siitä, että en pysynyt aikataulussa ja jouduitte odottamaan työn valmistumista. Kadonnut motivaatio oli piilossa syvässä kuopassa.

”Paska reissu, mutta tulipahan tehtyä.”

Orivedellä, 11.8.2018

Jussi-Petteri Syvänen

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
2.	BETONIN JÄLKIJÄNNITTÄMISEN TEORIA.....	3
2.1	Materiaalit	4
2.1.1	Betoni ja betoniteräksiset.....	4
2.1.2	Jänneteräksiset	6
2.2	Jännitysraja-tila.....	9
2.3	Jälkijännitysjärjestelmän osat.....	11
2.4	Jännevoima.....	12
2.4.1	Jännegeometria.....	17
2.5	Tartunnattoman ankkurijänteen jännityshäviöt.....	17
2.5.1	Välittömät häviöt.....	17
2.5.2	Ajasta riippuvat häviöt	21
2.6	Murtorajatilamitoitus.....	25
2.6.1	Taivutusmitoitus.....	26
2.6.2	Leikkausmitoitus	28
2.6.3	Lävistysmitoitus	31
2.6.4	Ankkurointialueen erikoispiirteet	31
2.7	Käyttöraja-tilamitoitus.....	37
2.8	Rakenteiden toteutus ja laadunvalvonta	39
3.	VAHVISTUSPERIAATTEET	42
3.1	Normien historiaa.....	42
3.2	Teollisuuskohteiden rakenteet.....	43
3.3	Palkin vahvistaminen	43
3.4	Laatan vahvistaminen.....	45
4.	VAHVISTUSTEN LASKENTA	46
4.1	Palkkimantteli.....	46
4.2	Laatan vahvennus	47
5.	PALKKIVAHVISTUSTEN VERTAILU.....	48
5.1	Palkkimantteli 1, teräsbetonirakenteena toteutettu ratkaisu.....	48
5.2	Palkkimantteli 1, jälkijännitetty ratkaisu.....	48
5.3	Palkkimantteli 2, teräsbetonirakenteena toteutettu ratkaisu.....	50
5.4	Palkkimantteli 2, jälkijännitetty ratkaisu.....	51
5.5	Muuttuva jänneväli.....	52
5.6	Muuttuva kuorma	54
6.	LAATTOJEN VAHVISTUSTEN VERTAILU	56
6.1	Muuttuva jänneväli.....	56
6.2	Muuttuva kuorma	57
6.3	Laattavahvistus suoralla jänteellä.....	58
7.	YHTEENVETO	59
	LÄHTEET	61

LIITE 1: Palkkivahvistuksen laskenta

LIITE 2: Laattavahvistuksen laskenta

KUVALUETTELO

Kuva 1.	<i>Kuvakaappaus eurokoodin taulukosta 3.1 (SFS-EN-1992-1-1, 2015).....</i>	<i>5</i>
Kuva 2.	<i>Tyypillinen jänneteräksen jännitys-venymäkuvaaja (SFS-EN-1992-1-1, 2015)</i>	<i>7</i>
Kuva 3.	<i>Jänneteräksiä (Kytölä, 2017)</i>	<i>8</i>
Kuva 4.	<i>Jänneterästen nimeäminen (Ryynänen, 2014).....</i>	<i>8</i>
Kuva 5.	<i>Ideaaliplastinen jännitys-venymäkuvaaja (Ryynänen, 2014).....</i>	<i>9</i>
Kuva 6.	<i>Lineaarinen venymän nousu sallittuun raja-asteeseen (Ryynänen, 2014).....</i>	<i>9</i>
Kuva 7.	<i>Jännitysehdot (Ryynänen, 2014)</i>	<i>10</i>
Kuva 8.	<i>Jännevoiman graafinen määrittäminen (Ryynänen, 2014).....</i>	<i>13</i>
Kuva 9.	<i>Kuormituksen tasapainottaminen jännegeometrian avulla (Järvikuona, 2012)</i>	<i>15</i>
Kuva 10.	<i>Jänteeseen vaikuttavat kuormitukset kuormien tasapainotuksessa (Ranua, 2014).....</i>	<i>16</i>
Kuva 11.	<i>Jänneteräksen ja suojausputken välinen kitkakerroin μ (Ryynänen, 2014).....</i>	<i>19</i>
Kuva 12.	<i>Kitka- ja lukitushäviöiden yhteisvaikutus (Kytölä, 2017).....</i>	<i>20</i>
Kuva 13.	<i>Virumaluvun määrittäminen sisätiloissa olevalle betonille (SFS-EN-1992-1-1, 2015).....</i>	<i>22</i>
Kuva 14.	<i>Betonin sisäisen kutistuman arvoja (Ryynänen, 2014).....</i>	<i>23</i>
Kuva 15.	<i>k_h-kertoimen määrittäminen (Ryynänen, 2014)</i>	<i>24</i>
Kuva 16.	<i>Relaksaatioluokan mukaiset ρ_{1000} arvot (Ryynänen, 2014).....</i>	<i>25</i>
Kuva 17.	<i>Betonin puristusjännityskuvio suorakaiteena (Kytölä, 2017)</i>	<i>28</i>
Kuva 18.	<i>Paikallisen ankkurointialueen raudoitus (ETA-06/0165, 2016)</i>	<i>33</i>
Kuva 19.	<i>Paikallisen puristuksen mitoitusalueen jakautuminen (Kytölä, 2017).....</i>	<i>34</i>
Kuva 20.	<i>Ankkuriryhmien aiheuttamat halkaisuvoimat (BY 210, 2006)</i>	<i>35</i>
Kuva 21.	<i>Kaavoissa tarvittavat parametrin arvot (SFS EN-1991-1-1, 2015)</i>	<i>35</i>
Kuva 22.	<i>Jänteiden sijoittelu (SFS EN-1991-1-1, 2015)</i>	<i>36</i>
Kuva 23.	<i>Halkeamaleveyden raja-arvot (SFS NA EN-1992-1-1, 2016).....</i>	<i>38</i>
Kuva 24.	<i>Kuvakaappaus jännityspöytäkirjasta (Naulankanta Oy).....</i>	<i>40</i>
Kuva 25.	<i>Raudoitettu teräsbetonipalkkimanttelin (Pöyry Finland Oy, arkisto).....</i>	<i>44</i>
Kuva 26.	<i>Ankkureiden sijoitus vahvistuspoikkileikkauksessa.....</i>	<i>50</i>
Kuva 27.	<i>Toteutettu palkkimanttelin (Pöyry Finland Oy arkisto)</i>	<i>51</i>
Kuva 28.	<i>Ankkureiden sijoitus palkkimanttelissa 2</i>	<i>52</i>
Kuva 29.	<i>Jännevälillä muutoksen vaikutus käyttöasteeseen</i>	<i>53</i>
Kuva 30.	<i>Kuorman muutoksen vaikutus käyttöasteeseen</i>	<i>54</i>
Kuva 31.	<i>Jännevälillä muutoksen vaikutus laatan vahvistuksen käyttöasteeseen</i>	<i>56</i>

Kuva 32. *Kuorman muutoksen vaikutus laatan vahvistuksen käyttöasteeseen..... 57*

LYHENTEET JA MERKINNÄT

A	Poikkileikkausala.
A_c	Betonin poikkileikkausala.
A_p	Jänneteräksen tai -terästen poikkileikkausala.
A_s	Raudoituksen poikkileikkausala.
A_{sw}	Leikkausraudoituksen poikkileikkausala.
$E_{c,eff}$	Betonin tehollinen kimmokerroin.
E_{cm}	Betonin kimmomoduuli.
E_p	Jänneteräksen kimmokerroin.
E_s	Betoniteräksen kimmokerroin
I	Jäyhyysmomentti.
M	Momentti.
M_{cr}	Halkeamamomentti.
M_{Ed}	Taivutusmomentin mitoitusarvo.
P	Jännevoima.
P_{m0}	Alkujännevoima.
P_{max}	Suurin sallittu jännettä kuormittava voima.
S	Staattinen momentti.
V_{Rd}	Leikkausvoimakestävyys.
W	Taivutusvastus.
a	Keskiöetäisyys.
b	Poikkileikkauksen kokonaisleveys.
b_w	Poikkileikkauksen uuman paksuus.
c	Pääraudoituksen betonipeitteen nimellisarvo.
d	Poikkileikkauksen tehollinen korkeus.
e	Epäkeskisyys.
f_{cd}	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.
f_{ck}	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä.
f_{cm}	Betonin lieriölujuuden keskiarvo.
f_{ctk}	Betonin vetolujuuden ominaisarvo.
f_{ctd}	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo.
f_{ctm}	Betonin keskimääräinen vetolujuus.
f_{pk}	Jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvo.
$f_{p0,1k}$	Jänneteräksen 0,1-rajan ominaisarvo.
f_{pd}	Jänneteräksen jännityksen mitoitusarvo.
f_{yd}	Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo.
f_{yk}	Betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo.
h	Korkeus.
h_0	Poikkileikkauksen muunnettu paksuus.
j	Kerroin.
k	Kerroin; suhde.
l	Pituus.
n	Lukumäärä.
s	Hakojen jakoväli; kerroin.
t	Tarkasteluhetki.
t_0	Betonin ikä kuormituksen alkamisajankohtana.

u	Pinta-alaa A_c rajoittavan piirin pituus.
w_k	Halkeamaleveys.
x	Neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta / Tarkastelukohta.
y	Puristuspinnan korkeus.
z	Poikkileikkauksen sisäisten voimien momenttivarsi.

1. JOHDANTO

Teollisuudessa rakennuksen elinkaaren aikana koneet ja rakenteiden kuormitukset voivat muuttua moneen otteeseen. Varsinkin vanhemmissa rakennuksissa ei ole aikanaan muuntojoustavuutta mietitty, vaan rakenteet on optimoitu hyvinkin tarkkaan sen aikaisille kuormille. Tämä aiheuttaa monesti ongelmia, kun kuormitukset laite- tai käyttötarkoituksmuutosten jälkeen vaihtuvat. Erityisen hankalia paikkoja ovat suuret pistekuormat palkkien tai laattojen keskellä, jotka on suunniteltu aikaisemmin tasaista kuormaa kantamaan. Palkkien hakaraudoitus on yleensä lähes olematon, mikä aiheuttaa ongelmia, jos suuret pistekuormat vaihtavat paikkaa tai leikkausvoimajakauma muuten muuttuu. Ongelma syntyy myös, jos palkin kylkiin tai alapintaan halutaan jälkikiinnittää myöhemmin jotain.

Aikaisemmin vahvistuksia on tehty perinteisesti mantteloimalla, mutta tämä voi vaatia raskaita tapituksia rakenteiden väliin ja suuria rakennepaksuuksia. Vanhoissa rakennuksissa myös tila voi olla rajallinen, joten vahvistavan rakenteen hoikkuus on etu. Tästä johtuen on tarpeen selvittää, miten jälkijännittäminen sopii vaakarakenteiden vahvistamiseen. Jälkijännittämistä tartunnattomilla jän-teillä on jo onnistuneesti käytetty siltojen korjauksissa ja vahvistamisissa, mutta selvitetään, miten vastaava toimisi pienemmässä mittakaavassa. Palkkeja on vahvistettu useissa kohteissa ulkoisia jän-teitä käyttämällä, mutta tämä ei teollisuuskohteiden kemiallisten rasi-tusten takia aina ole mahdollista. Siksi jän-teet tulisi saada betonin sisään suojaan.

Diplomityön tavoitteena on selvittää, miten jälkijännittäminen sopii teollisuusrakentamisessa vanhojen rakenteiden kuormankantokyvyn parantamiseen, sekä miten se vertautuu perinteisiin teräsbetonivahvistuksiin. Toinen tavoite syventää tietämystä jälkijännitetyistä rakenteista ja niiden toiminnasta. Lisäksi pyritään kehittämään ratkaisuperiaate palkin ja laatan vahvistamiseen.

Työ rajataan koskemaan vanhojen teollisuusrakennusten laattoja ja palkkeja. Näissä tapauksissa tarkastellaan lähinnä murtorajatilän taivutus- ja leikkausrasituksia. Vääntörasitukset rajataan työstä pois, koska niitä pyritään välttämään myös tositilanteissa tehtävissä vahvistuksissa. Käyttörajatilassa pysyttäydytään jännitysten tarkastelussa ja tarpeen mukaan halkeamaleveyksien laskennassa. Käytännössä kuitenkin jännitetyt rakenteet pyritään suunnittelemaan halkeilemattomiksi. Myös kustannusvertailu laajassa mittakaavassa jätetään pois, koska hintatietoa ei ole saatavilla ja se muodostuu urakkakohtaisesti monesta eri asiasta riippuen.

Työssä selvitetään aluksi jälkijännittämisen periaatteet ja teoria. Näihin kuuluu käytettävät materiaalit ja niihin liittyvät ominaisuudet, jän-nevoiman määritys, jännityshäviöt,

murto- ja käyttörajatilatarkastelut, erikoispiirteenä ankkurointialue sekä hieman rakenteiden toteutuksesta ja laadunvalvonnasta. Tämän jälkeen tarkastellaan aikaisemmin suunniteltuja vahvistusperiaatteita laskennallisesti ja tutkitaan miten jälkijännittäminen näissä kohteissa onnistuisi.

Tutkimuksen tuloksena on tarkoitus saada tiivistetty lähtötietopaketti jälkijännitettyjen rakenteiden mitoitukselta. Ajatuksena on saada käyttökelpoinen ratkaisuperiaate rakenteiden vahvistamiseen, joka mitoiltaan pienempi kuin perinteinen manttelointi. Tutkimus tehdään yhteistyössä Pöyry Finland Oy:n Tampereen rakennesuunnitteluryhmän kanssa.

2. BETONIN JÄLKIJÄNNITTÄMISEN TEORIA

Betonin jännittämistä on tutkittu ja toteutettu jo pitkään. Ensimmäisten joukossa olivat amerikkalainen P.H. Jackson ja saksalainen C.E.W. Doebling 1880-luvulla. Jacksonilla oli patentti terästankojen kiristämismenetelmälle, jolla yhdistettiin betoniosia yhdeksi puristuskaareksi. Saksalainen patentoi teräslangoilla jännitetyn betonilaatan. Nämä tavat eivät kuitenkaan yleistyneet, sillä betonin ja terästen ominaisuuksia ei ymmärretty vielä riittävän hyvin ja jännehäviöt söivät jännitystilan pois nopeahkosti. 1900-luvulla alettiin tutkia asioita tarkemmin ja selvittää syitä jännitystilan häviämiseen. Ranskalainen E. Freyssinet teki läpimurron 1920-luvulla, kun oli saanut selville tarpeen käyttää korkealujuusterästä, jolla on hyvä venymäkyky. Lopulta 1940-luvulla esiteltiin ensimmäinen kunollinen jännitysmenetelmä, jota käytetään edelleen. (BY 210, 2006)

Jännittämisen tarkoituksena on saada koko rakenteeseen aikaan puristusjännitystila. Puristus luodaan jänneraudoituksella, joka mitoitetaan jännityshetken ja lopputilanteen rasitusten mukaan. Jänteiden voima pienenee ajan kuluessa erilaisten jännehäviöiden takia. Ne ovat merkittävä osa mitoitusta ja ne on huomioitava tarkkaan. (Kytölä/Ryynänen, 2014)

Betonin jännittämisellä saavutetaan monia etuja verrattuna jännittämättömiin rakenteisiin. Yksi merkittävä etu on halkeilemattomuus. Jännitetyn betonirakenteen voi suunnitella kokonaan puristetuksi, tai vain vähän vedetyksi, jolloin ei synny merkittäviä halkeamia, koska betonin murtovenymä ei ylitä kuormien vaikutusten alla. Tällöin myöskään taivutusjäykkyys ei pienene halkeilun takia. Tästä seuraa pienemmät taipumat ja parempi säilyvyys eri rasitusluokissa. Jännittäminen tuo rakenteelle myös korkean väsymiskestävyyden. Lähtökohtaisesti betonipoikkileikkauksen kokoa voidaan myös pienentää, jolloin omapaino vähenee. Jännittäminen pienentää päävetojännitystä, joka parantaa todellista leikkauskestävyyttä. Lisäksi kaarevuudesta aiheutuva pystykomponentti vähentää mitoitusleikkausvoimaa. (BY 210, 2006)

Jänteiden jännittäminen voidaan tehdä ennen tai jälkeen betonivalua. Kovettuneen betonin jännittäminen vaatii ankkurit punosten päihin, jotka siirtävät jännevoiman betonille. Ankkurikappale aiheuttaa rakenteen päähän korkean paikallisen puristuksen, joka tulee ottaa huomioon rakenteen suunnittelussa. Jälkijännitetyt betonirakenteet ovat yleensä paikallavalurakenteita. Punosten asettaminen paikalleen jännittämättömänä ennen valua mahdollistaa kaarevan jännekulun toisin kuin esijännitetyillä rakenneosilla. (Kytölä, 2017) Kaarevalla jänteellä on mahdollista saavuttaa tukialueella tasainen puristusjännitys, joka parantaa leikkauskestävyyttä. Kaarevalla jänteellä voidaan toteuttaa myös jatkuvia rakenteita. Suoralla jänne aiheuttaa tukialueella samansuuntaista momenttia kuin tuella muutoinkin, joten tämä ei ole rakenteellisesti järkevää. (BY 210, 2006)

Betonielementtejä tehdään myös esijännitettynä. Tällöin jännevoima siirtyy betonille punosten tartunnan kautta, toisin kuin ankkurijännerakenteilla. Esijännitetyllä rakenteella punokset ovat käytännössä aina suoria. Tällä pyritään nopeaan ja mahdollisimman helppoon työskentelyyn elementtitehtaalla. Yleisin esijännitetty rakenneos on ontelolaatta. (Kytölä/Ryynänen, 2014)

Ralf Lindberg antaa luentomateriaalissaan (2017) periaatteen jännebetonirakenteen suunnittelun kulkuun. Tässä suunnitteluvaiheet sovellettuna tämän diplomityön tarkastelemiin kohteisiin: ensimmäisenä selvitetään rakenteeseen vaikuttavien kuormitusten aiheuttamat taivutusmomenttipinnat. Toisena vaiheena valitaan poikkileikkauksen mitat. Kolmantena tehdään jännitysrajoitustarkastelu rakenteen kriittisille kohdille (yksiaukkoisilla rakenteilla jännevälillä keskellä). Neljäs kohta on jännevoiman määrittäminen. Seuraava vaihe on tutkia aiheutuvat jännityshäviöt. Tämän jälkeen tehdään murtorajatilatarkastelut taivutukselle (murtomomentti) ja leikkaukselle. Viimeisenä vaiheena on ankkuroinnin suunnittelu.

2.1 Materiaalit

Jännitetyt rakenteet kuuluvat aina toteutusluokkaan 3, joten materiaaleilla käytetään pienennettyjä osavarmuuslukuja. Jänneterästen ja muun betonirakenteen toleranssiluokat eroavat toisistaan ja saattavat aiheuttaa sekaannusta. Tämä avataan tarkemmin seuraavissa kappaleissa.

2.1.1 Betoni ja betoniteräksiset

Betoni lajitellaan lujuusluokkiin puristuslujuuden mukaan. Puristuslujuuksista annetaan kaksi arvoa, jotka ovat lieriöpuristuslujuus ja kuutiopuristus lujuus. Nämä molemmat ilmoitetaan lujuusluokkamerkinnässä. Arvot ovat erilaiset koekappaleen muodosta johtuen. Suomessa jälkijännitettyjen rakenteiden betoniluokka on yleensä vähintään C25/30. Rasitusluokkien asettama minimilujuusvaatimus kuitenkin nostaa yleensä lujuuden tätä korkeammaksi, sillä jälkijännitettyjen rakenteiden yleisin käyttö on ulkotiloissa siltatyömailla. (Kytölä, 2017) Teollisuuskohteiden mantteliratkaisuissa betonin lujuutta rajaa sen työstettävyyden ja tyypillisesti käytetty lujuus on C35/45.

Kuten edellä todettiin, toteutusluokka 3 ja toleranssiluokka 2 betonilla ja betoniteräksillä johtavat pienennettyihin osavarmuuslukuihin. Osavarmuuslukuina jännebetonirakenteilla normaalitilanteessa käytetään betonilla $\gamma_c = 1,35$ ja teräksillä $\gamma_s = 1,1$. Tavallisten betoniterästen jännittäminen ei ole kannattavaa, koska venymä on suurimmillaan samaa luokkaa kuin jännityshäviöiden vastakkainen vaikutus. Näin ollen lopputilanteessa teräksessä ei enää olisi jännitystä jäljellä. (Kytölä, 2017)

Betonin lujuusominaisuudet löytyvät eurokoodin (SFS-EN-1992-1-1, 2015) taulukosta 3.1, joka esitetään kuvassa 1. Kuvassa on taulukoituna betonin eri lujuusluokkien

mukaiset keskimääräisen puristuslujuuden, ja vetolujuuksien arvot. Lisäksi löytyy kimmokerroin, sekä eri puristumia. Lisäksi näille eri arvoille on annettu laskentakaava puristuslujuuden perusarvoon pohjautuen.

Taulukko 3.1 Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet

Betonin lujuusluokka														Analyttinen ylitys/viitus
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk, 0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk, 0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ϵ_{cs} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ϵ_{cs1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ϵ_{cs2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ϵ_{cs2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ϵ_{cs3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ϵ_{cs3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Kuva 1. Kuvakaappaus eurokoodin taulukosta 3.1 (SFS-EN-1992-1-1, 2015)

Betonin puristuslujuuden f_{cd} ja vetolujuuden f_{ctd} murtorajatilán mitoitusarvot saadaan kaavoista:

$$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

$$f_{ctd} = 0,85 \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (2)$$

Betonin lujuudenkehitys riippuu sementtityypistä, lämpötilasta ja jälkihoidosta, mutta jälkijännitettyillä ankkurijännerakenteilla käytetään yleensä normaalia sementtiä, eikä rakennetta lämpökäsitellä. Betonin lujuus ennen 28 vuorokauden ikää $f_{ck}(t)$ lasketaan kaavalla

$$f_{ck}(t) = e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]} f_{cm} - 8 \text{ MPa} \quad (3)$$

missä s on sementistä riippuva kerroin (sementille R: $s=0,2$ ja N: $s=0,25$), ja t on betonin ikä vuorokausina. Betonin kimmokerroin ennen täyttä lujuutta $E_{cm}(t)$ saadaan kaavasta:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} E_{cm} \quad (4)$$

jossa $f_{cm}(t)$ on betonin keskimääräinen puristuslujuus tarkasteluhetkellä ja se lasketaan kaavalla:

$$f_{cm}(t) = e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]} f_{cm} \quad (5)$$

Betoniteräksinä käytetään yleensä B500B-laadun teräksiä. Näiden myötölujuus $f_{yk} = 500$ MPa ja kimmokerroin $E_s = 200$ GPa. Betoniteräksistä käytetään jännebetonirakenteiden yhteydessä myös nimitystä pehmeät teräkset. (Kytölä/Ryynänen, 2014)

2.1.2 Jänneteräkset

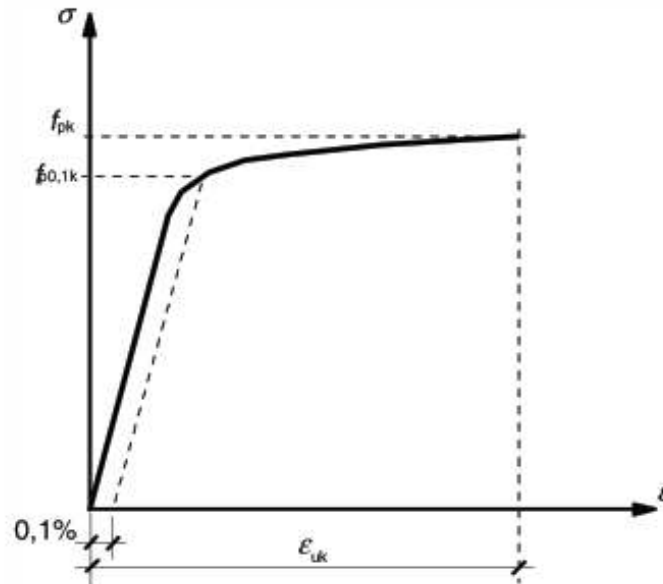
Jänneteräkset eivät vielä kuulu CE-merkinnän piiriin, koska niillä ei ole voimassaolevaa standardia, jonka mukaan jännitysjärjestelmät luokiteltaisiin. Jänneteräksille on tulossa myös oma standardinsa, mutta siitä on saatavilla vasta luonnosversio, eikä se ole astunut voimaan. Eri jännemenetelmiä koskevat tiedot on tähän asti voinut löytää Betoniyhdistyksen myöntämistä varmennetuista käyttöselosteista. Näitä ei kuitenkaan enää ole yhtään voimassa. Tietoja löytyy myös eurooppalaisesta teknisestä hyväksynnästä (ETA), joita on voinut hakea. Koska CE-merkinnän mahdollistava standardi on viivästynyt, on Betoniyhdistys myöntänyt epävirallisia BY-käyttöselosteita. Käytettävä jännemenetelmä on hyväksytettävä rakennuspaikkakohtaisesti rakennusvalvonnassa. (BY 69, 2017)

Suomessa jänneteräksinä käytetään yleisimmin punoksia. Ne on valmistettu kylmävedettyistä langoista, jotka ovat nimensä mukaisesti punottu toistensa ympärille. Nämä ovat korkealujuusteräksiä, joilla on hyvä venymäkyky. Se mahdollistaa jännittämisen hyödyntämisen, koska jännityshäviöt pienentävät venymää, mutta silti jännitystä jää jäljelle riittävästi. (Kytölä, 2017)

Jänneteräksillä on suurempi korroosioherkkyys kuin betoniteräksillä. Tämä johtuu punosten yksittäisten lankojen pienemmästä koosta. Lisäksi teräs on jännitettynä altis nitraattien, sulfaattien ja kloridien aiheuttamalle jännityskorroosiolle. Jännityskorroosio tekee teräksen todella hauraaksi, koska siihen syntyy mikrohalkeamia, jotka johtuvat kiderakenteessa tapahtuvista muutoksista. (BY210, 2006) Siksi tartunnattomissa ankkurijännerakenteissa käytetään rasvapunoksia, joissa yksi jänne on omassa muovisessa suojaputkessaan ympäröitynä korroosiosuojarasvalla. Jänteen kunto on tarkistettava tarkkaan aina ennen valua, jotta jänteen kitka ja korroosioriski eivät kasva. Jännitetyillä rakenteilla käytetään aina tiukkoja toleranssirajoja. Betoniteräksillä tämä on toleranssiluokka 2 ja jänneteräksillä toleranssiluokka 1. (Kytölä, 2017)

Jänneteräkset luokitellaan erilaisiin luokkiin eri ominaisuuksien mukaan. Näitä ominaisuuksia ovat lujuus, relaksaatioluokat, koko ja pintaominaisuudet. Jänneteräksille

annetaan kaksi lujuusominaisuutta. Jänneteräksen lujuusominaisuuksia kuvataan kahdella termillä. f_{pk} tarkoittaa vetolujuutta ja $f_{p0,1k}$ kuvaa jännitystä (myötöraja), joka aiheuttaa 0,1 % pysyvän venymän jänneteräkseen. Lujuutta havainnollistetaan kuvassa 2, jossa näkyvät myös edellä mainitut lujuusrajat.



Kuva 2. Tyypillinen jänneteräksen jännitys-venymäkuvaaja (SFS-EN-1992-1-1, 2015)

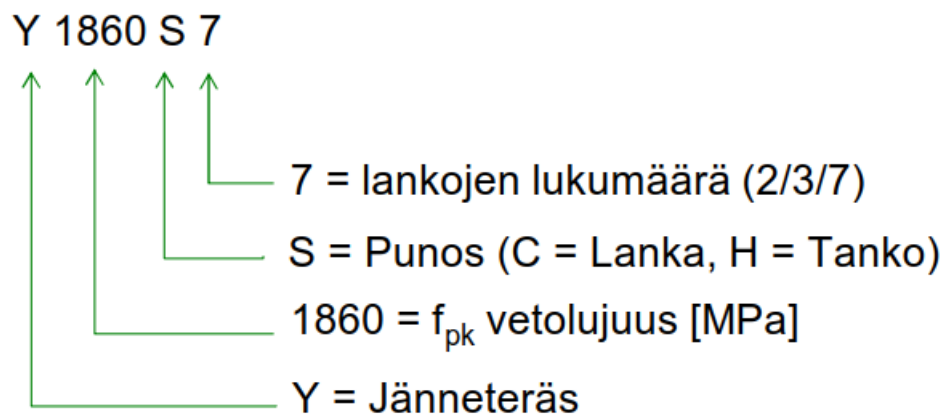
Relaksaatioluokkia on kolme, joihin tutustutaan tarkemmin relaksaatiohäviöiden yhteydessä. Pintaominaisuuksiltaan jänneteräokset voidaan jakaa sileisiin ja kuvioituihin. Jänneteräksille on paljon muitakin vaatimuksia, joita pitää ottaa huomioon, erityisesti tällä hetkellä, kun niiden toteutumista ei CE-merkinnällä pystytä todentamaan. Sitkeysominaisuuksia määritellään kolmella eri standardilla. SFS 1265-1 ja 1265-3 määrittelevät osaltaan vetositkeyttä ja SFS-EN ISO 15630 määrää taivutussitkeyden vaatimuksista. Nyrkisääntönä kuitenkin voidaan katsoa että vetositkeys täyttyy, jos $f_{pk} / f_{p0,1k} \geq 1,1$. Samoissa standardeissa annetaan myös vaatimukset väsymislujuudelle. (BY 69, 2017)

Jänneterästen kimmokerroin vaihtelee 180-210GPa:n välillä, mutta mitoituksessa voi käyttää arvona 195GPa. Toimituserän mukana tulevasta koetodistuksesta voi tarkistaa kyseisten jänneiden oikean arvon esimerkiksi tarkistuselaskelmia varten. (BY 69, 2017). Kuvassa 3 on listattuna eri jänneterästen lujuuksia, halkaisijoita ja poikkipinta-aloja. Arvot saa myös myöhemmin julkaistavasta jännepunoksia koskevasta standardista EN 10138.

Nimike	d [mm]	A [mm ²]	$f_{p0,1k}$	f_{pk}
Y1770S7	9,3	52	1560	1770
	9,6	55		
	12,5	93		
	12,9	100		
	15,3	140		
	15,7	150		
Y1860S7	9,3	52	1640	1860
	9,6	55		
	12,5	93		
	12,9	100		
	15,3	140		
	15,7	150		

Kuva 3. Jänneteräksiä (Kytölä, 2017)

Ylläolevassa kuvassa 3 olevat jänneterästen nimikkeen osat selitetään seuraavassa kuvassa 4.



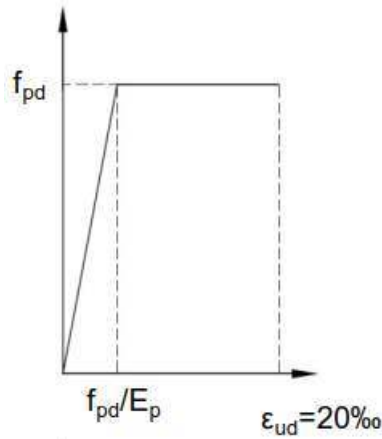
Kuva 4. Jänneterästen nimeäminen (Ryynänen, 2014)

Mitoituslujuus murtorajatilassa f_{pd} lasketaan kaavalla (6), jossa käytetään samaa osavarmuuslukua kuin betoniteräksissä (1,1):

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (6)$$

Jänneteräksille on olemassa kaksi erilaista jännitys-venymämallia. Suunnittelussa on suositeltavaa käyttää vaihtoehtoa, jossa plastinen jännitys on vakio ilman venymärajoitusta, eli materiaali on ideaaliplastista (Kuva 5). Toisessa vaihtoehdossa jännitys nousee

venymän sallittuun ylärajaan asti (Kuva 6). Jos myötölujuuttumista käytetään mitoituksessa hyväksi, on käytettävä todellisen murtovenymänä 8 %. Parempi tapa kuitenkin on BY 69 (2017) mukaan selvittää todellinen murtovenymä jänneteräksen valmistajalta. Jos murtovenymänä käytetään liian pientä arvoa, nousee laskennallinen teräsännitys liian jyrkästi ja antaa venymälle liian pieniä arvoja. (Kytölä/Ryynänen, 2014)



Kuva 5. Ideaaliplastinen jännitys-venymäkuvaaja (Kytölä/Ryynänen, 2014)



Kuva 6. Lineaarinen venymän nousu sallittuun rajaan asti (Kytölä/Ryynänen, 2014)

2.2 Jännitysrajatila

Rakenteen käyttörajatilan toimivuuden varmistamiseksi betonin jännitykset tulee tarkastella koko poikkileikkauksen matkalla sekä jännittämishetkellä että lopputilanteessa. Jännittämishetken ja lopputilanteen jännitykset rajataan hyvän rakentamistavan sekä normien ja ohjeiden mukaisiksi, ja niitä verrataan käyttörajatilan kuormitusyhdistelmien aiheuttamiin rasituksiin. Kyseessä on käyttörajatilatarkastelu ja sillä on merkittävä rooli jo

mitoituksen alkuvaiheessa, kun selvitetään jännevoimaa ja poikkileikkauksen riittävyyttä kyseessä olevaan kohteeseen. (Kytölä, 2017)

Jännittämishetkellä, kun kuormituksena on vain jännevoima ja rakenteen omapaino puristusjännitystä (σ_{c0}) sallitaan 60 % sen hetken puristuslujuudesta. Tämä on ainoa selkeä rajoitus, joka annetaan eurokoodissa. Vetojännitys (σ_{t0}) rajataan jännityshetken vetolujuuteen $f_{ctm}(t)$. Jos tämä raja ylitetään, on rakenne raudoitettava halkeilua vastaan. Lopputilanteessa, kun rakennetta kuormittaa pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä ja jännevoima häviöiden jälkeen, puristusjännitys (σ_c) kannattaa rajata 45 % lopullisesta puristuslujuudesta. Tällöin viruman aiheuttamat häviöt ovat helpompi laskea, kun epälineaarista virumaluvun kasvua ei tarvitse huomioida. Sallittu vetojännitys (σ_t) riippuu rasitusluokasta ja sallitusta halkeamaleveydestä. Turvallista alkuvaiheessa on rajata vetojännitys 0 MPa, jolloin koko poikkileikkaus olisi puristettu. Arvona voidaan käyttää myös f_{ctm} . Kuva 7 on esitetty jännitysrajan yllä sanallisesti avatut jännitysehdot. (Kytölä/Ryynänen, 2014)

Teollisuuskohteissa ei halkeilemattomuus ole varsinaisesti tärkeä kriteeri, koska yleensä ei vaadita vesitiiviitä tasoja. Näissä tapauksissa on turvallista rajata alapinnan vetojännitys lopputilanteessa arvoon f_{ctm} . Tämänkään rajan lievä ylitys ei vielä aiheuta suuria halkeamia, sillä rakenteessa on kuitenkin myös pehmeitä teräksiä, jotka ottavat halkeamia aiheuttavia jännityksiä vastaan.

Jännitys ehto	Epäyhtälöt
I	$\frac{P_1}{A_c} + \frac{P_1 e + M_{op}}{W_a} \geq \sigma_{c0}$
II	$\frac{P_1}{A_c} + \frac{P_1 e + M_{op}}{W_y} \leq \sigma_{t0}$
III	$\frac{P_2}{A_c} + \frac{P_2 e + M_{chr}}{W_y} \geq \sigma_c$
IV	$\frac{P_1}{A_c} + \frac{P_1 e + M_{char}}{W_a} \leq \sigma_t$

Kuva 7. Jännitysehdot (Kytölä/Ryynänen, 2014)

Kuvan merkinnät:

A_c = betonipoikkileikkauksen pinta-ala

e = jänteen epäkesisyys

M_{op}	= rakenteen omasta painosta aiheutuva momentti
M_{chr}	= ominaskuormitusyhdistelmästä aiheutuva momentti
P_1	= jännevoima välittömien häviöiden jälkeen
P_2	= jännevoima kaikkien häviöiden jälkeen
W_a	= taivutusvastus alareunan suhteen
W_y	= taivutusvastus yläreunan suhteen

Myös jänneterästen jännityksiä rajoitetaan sekä jännitys-, että lopputilanteessa. Jännityshetkellä:

$$\sigma_{p0,max} = \min \begin{cases} 0,8f_{pk} \\ 0,9f_{p0,1k} \end{cases} \quad (7)$$

ja välittömien häviöiden jälkeen:

$$\sigma_{p,max} = \min \begin{cases} 0,75f_{pk} \\ 0,85f_{p0,1k} \end{cases} \quad (8)$$

Jos jännitystunkin voima pystytään mittaamaan riittävän tarkasti, voi jännityshetken suurinta voimaa kasvattaa $0,95f_{p0,1k}$ asti. Arvot ovat eurokoodin suositusrajoja, jotka on tarkennettu Suomen kansallisessa liitteessä. Rajat eivät ole yleisiä, vaan esimerkiksi siltarakenteille on annettu erilliset rajat NCCI 2:ssa. (Kytölä/Ryynänen, 2014)

2.3 Jälkijännitysjärjestelmän osat

Jännitysjärjestelmä pitää sisällään useita eri osia. Näitä kaikkia tarvitaan, jotta kovettunut betonirakenne saadaan jännitettyä suunnitellusti. Luonnollisesti tähän kuuluu jänneteräksset. Jänneterästen täytyy pysyä irti betonista valun aikana, joten ne tarvitsevat suoja-putket. Tartunnallisilla jänteillä suoja-putket voivat olla irrallisia muovi- tai peltiputkia, mutta tartunnattomilla jänteillä suoja-putki on kiinteästi jänteen ympärillä ja välissä on korroosionsuojarasva. Jänteiden sijainti varmistetaan tukipukeilla, jotka voidaan laskea kuuluvaksi osaksi jännitysjärjestelmää.

Jänteet kiinnitetään rakenteeseen ankkurikappaleilla, jotka siirtävät jännevoiman betonille. Nämä ovat teräksestä valmistettuja osia, joita on kahdenlaisia. Passiiviankkurit ovat jänteen loppupäässä ja pitävät häntää paikallaan. Aktiiviankkuriksi kutsutaan ankkurikappaleita, jonka kautta jänneteräksset jännitetään. Jänteitä voidaan myös jatkaa ja tätä varten on olemassa erillisiä jatkoskappaleita jänteiden välille. (Kytölä, 2017)

2.4 Jännevoima

JÄNNEVOIMAN MÄÄRITYS MURTORAJATILAN MOMENTISTA

BY 210:n (2006) mukaan jännepunosmäärän voi määrittää yksinkertaisesti samalla tavalla kuin teräsbetonipoikkileikkauksen raudoituksen. Ensimmäiseksi lasketaan suhteellinen momentti kaavalla:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd_p^2 f_{cd}} \quad (9)$$

jossa M_{Ed} on murtorajatilán momentti, b on poikkileikkauksen leveys, d_p jänneterästen tehollinen korkeus ja f_{cd} betonin mitoituspuristuslujuus. Sen jälkeen saadaan määritettyä vaadittu raudoitussuhde ω_{req} kaavalla:

$$\omega_{req} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (10)$$

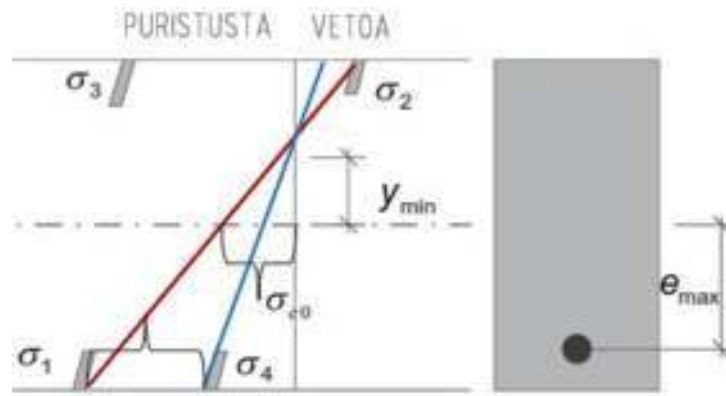
Tämän avulla saadaan selvitettyä tarvittava punosmäärä n_{req} kaavalla:

$$n_{req} = \omega_{req} \frac{bd_p^2 f_{cd}}{A_{pl} f_{pd}} \quad (11)$$

jossa A_{pl} yhden punoksen poikkipinta-ala.

JÄNNEVOIMAN MÄÄRITYS JÄNNITYSRAJATILAN MUKAAN

Jännevoima voidaan määrittää jännitysrajatilan mukaan graafisesti ja samalla on hyvä tarkistaa poikkileikkauksen riittävyys kuormitukselle. Ensimmäiseksi pitää määrittää betonin jännitysrajat jännityshetkellä jännevälin keskellä, eli suurimman epäkeskisyyden kohdalla. Perusajatus on rajoittaa jännitykset siten, ettei eri kuormitusten kokonaisvaikutus riko palkkia jännityshetkellä tai lopputilanteessa. Kuva 8 on näytettynä jännevoiman graafisen määrittämisen perusidea, joka myös kerrotaan alla tarkemmin.



Kuva 8. Jännevoiman graafinen määrittäminen (Kytölä/Ryynänen, 2014)

Alareunaan merkitään ensimmäisenä σ_1 , joka kertoo suurimman sallitun puristusjännityksen palkin alareunassa jännityshetkellä. Se lasketaan betonin sallitun puristusjännityksen, joka aikaisemmin rajattiin 60 % sen hetkisestä betonilujuudesta, ja omista painoista aiheutuvan alapinnan jännityksen avulla. Laukaisuhetken suurinta vetojännitystä merkitään σ_2 palkin yläreunassa. Tähän kuuluu omien painojen aiheuttama yläpinnan jännitys ja jännityshetken sallittu betonin vetojännitys. Yläreunan toinen rajoitus tulee lopputilanteesta, joka lasketaan pitkäaikaiskuormien ja jännevoiman aiheuttama puristusjännityksen, joka viruman laskennan takia on rajattu 45 % loppulujuudesta, ja puristuslujuuden kautta. Tämä merkitään σ_3 . Pienintä sallittua puristusjännitystä rakenteen alareunassa merkitään σ_4 . Tähän kuuluu pitkäaikaiskuormista aiheutuva alapinnan jännitys ja betonin lopputilanteessa sallittu vetojännitys. Neutraaliakselilta voidaan lukea jännitys σ_{c0} , koska neutraaliakselilla momentin vaikutus on nolla, joten sieltä saadaan suurin sallittu jännevoiman aiheuttama puristus. Jännitykset vielä koottuna kaavamuodossa, kun puristus merkitään negatiiviseksi ja veto positiiviseksi. (Kytölä/Ryynänen, 2014)

$$\sigma_1 = \sigma_{c0} - \sigma_{ga} \quad (12)$$

$$\sigma_2 = \sigma_{gy} - \sigma_{t0} \quad (13)$$

$$\sigma_3 = -\sigma_{c\infty} + \sigma_{(g+q)y} \quad (14)$$

$$\sigma_4 = \sigma_{t\infty} - \sigma_{(g+q)a} \quad (15)$$

Jännekaapelin sijoitusta poikkileikkaukseen tarkastellaan suurella y_{min} . Kuvassa se on kohta, jota alempana jännitysjaakauma ei saa leikata pystyakselia, joka on jännitysten 0-kohta. Se lasketaan kaavalla:

$$y_{min} = \frac{I}{A_c e_{max}} \quad (16)$$

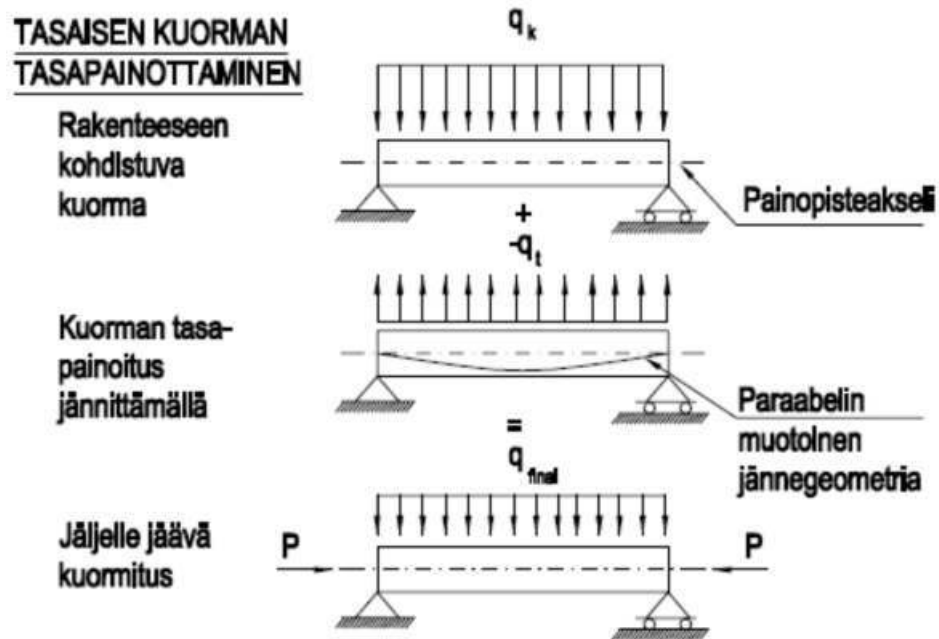
jossa A_c on poikkileikkauksen pinta-ala ja e_{max} kuvaa suurinta mahdollista etäisyyttä jänneiden painopisteestä poikkileikkauksen painopisteeseen. Jännevoima varsinaisesti määritetään kaavalla:

$$P_0 = A_c * \sigma_{c0} \quad (17)$$

Siitä saadaan suurin sallittu jännevoima. Käytännössä kuitenkin ei valita suurinta sallittua jännevoimaa, vaan hieman pienempi voima, jotta jänneiden jännitykseksi tulee selkeä tasaluku.

JÄNNEVOIMAN MÄÄRITYS KAAREVALLE JÄNTEELLE

Graafisesti voidaan myös määrittää kaarevan jänteen jännevoima rakenteen jännevälin keskikohdalla, kun epäkeskisyys on suurimmillaan. Kaarevalla jännteellä tehtyjen rakenteosien jännevoima voidaan laskea myös kuorman tasapainotusmenetelmällä. Menetelmässä on tarkoitus muuttaa kaarevan jännevoiman aiheuttamat ekvivalenteiksi ulkoisiksi voimiksi. Rakenteen ulkoisia kuormia pyritään tasapainottamaan jänteen ohjausvoiman vaikutuksilla. Näin saadaan rakenteelle mitoituskuorma ja palkki voidaan mitoittaa jännittämättömänä ja halkeilemattomana teräsbetonirakenteena. Kuormituksena tälle palkille on tiedossa oleva ulkoinen kuorma, josta vähennetään ohjausvoima, sekä puristava jännevoima. Kuvassa 9 on näytetty tasapainottamisen periaate, miten ulkoisen kuorman ja kaarevan jännevoiman yhdistelmä vaikuttaa rakenteeseen. (Järvikuona, 2012)



Kuva 9. Kuormituksen tasapainottaminen jännegeometrian avulla (Järvikuona, 2012)

Kuvan merkinnät:

- P = jännevoima
- q_{final} = jäljelle jäänyt mitoituskuorma
- q_k = ulkoinen kuormitus
- q_t = ohjausvoiman tasapainottava kuorma

Jännevoiman määrittäminen alkaa laskemalla yhden jännevoiman häviöiden jälkeen (luku 2.5). Lukitus- ja kitkahäviöt voidaan laskea tarkasti, ja muut arvioida, jotta saadaan jännevoimalle arvo. Tämän jälkeen voidaan välittömien häviöiden alentamaa jännevoimaa käyttäen laskea tasapainottava ohjausvoima yhdelle jännevoimalle kuvan 10 kohdan 2 kaavan avulla:

$$w_{tp} = \frac{8Pe}{l^2} \quad (18)$$

jossa w_{tp} on tasapainotettava kuorma, P jännevoima yhdelle jännevoimalle, l jänneväli ja e jännevoiman suurin epäkeskisyyden. Kuvassa 10 on annettu myös muunlaisille yksinkertaisille rakennemalleille peruskaavat, joilla kuorman tasapainottaminen voidaan suorittaa. Kohdilla 4 ja 5 voidaan laskea epäsymmetriset tapaukset.

Tämän jälkeen arvioidaan ja vähennetään pitkäaikaishäviöiden osuus. Jänteiden määrä ja sitä kautta jännevoima saadaan, kun tasapainotettavaksi valittu kuorma jaetaan häviöiden jälkeisellä arvioidulla ohjausvoimalla. Kun on arvio jännevoimasta, voidaan laskea tarkat jännityshäviöt, joiden jälkeen saadaan oikeat voimasuureet rasiutusten laskentaan laukaisu- ja lopputilanteessa. Rasituksia verrataan vielä jännitysrajan mukaisiin sallittuihin jännityksiin ja sen jälkeen voidaan todeta rakenteen toimivan. Kun on saatu vaadittava kokonaisjännevoima, voidaan laskea valitun jännityksen mukaan jänteiden lukumäärä. Alkujännitys on kuitenkin valittava siten, että yhden jänteen kuormaksi tulee vähintään 100 kN, jotta jänne kiilautuu kunnolla ankkuriin. (BY 69, 2017)

	Rakennemalli	Ekvivalentti kuorma
1		$M_1 = Pe$ $P_x = P \cos \theta$ $P_y = P \sin \theta$ $M_2 = P_x e$
2		$w = \frac{8Pe}{l^2}$
3		$F_w = \frac{4Pe}{l}$
4		$w = \frac{2Pe}{l^2}$
5		$F_w = \frac{Pe}{l}$

Kuva 10. Jänneeseen vaikuttavat kuormitukset kuormien tasapainotuksessa (Ranua, 2014)

Jännevoimalle käytetään normaaleissa ja tilapäisissä mitoitusilanteissa osavarmuusluku arvoa 1,0. Jos jännevoiman vaikutukselle tarvitaan epäedullista ja edullista osavarmuuslukua, käytetään eurokoodin mukaan arvoina 1,1 ja 0,9. Ankkurialuetta ja muita

paikallisia vaikutuksia tarkastellessa epäedullisen jännevoiman osavarmuuslukuna BY 69 mukaan käytetään 1,2. Käytettäessä tartunnattomia jänneteräksiä vaaditun jännemäärän lisäksi rakenteeseen lisätään yksi ylimääräinen jännepunos, jolla varaudutaan yhden punoksen vaurioitumiseen rakennustyön aikana. Kaikki laskenta suoritetaan kuitenkin laskennallisella punosmäärällä huomioimatta tätä ylimääräistä jännettä. (BY 69, 2017)

JÄNNEGEOMETRIA

Kuormaa tasapainottaessa tarvitaan muutamia mittoja liittyen jännegeometriaan, kuten kulmanmuutokset ja nuolikorkeus, joka tarkoittaa jänteen ylimmän ja alimman korkeusaseman välistä etäisyyttä (katso *e* kuvasta 10). Laskennallisesti nämä saadaan selvitettyä, kun määritetään jänne kulkemaan paraabelin muodossa yksiaukkoisessa rakenteessa. Tiedetään tai voidaan valita jänteen sijainti kolmessa pisteessä: rakenteen päissä ja jännevälin keskellä, jolloin saadaan muodostettua toisen asteen yhtälö, joka määrää jänteen kulun. Tästä yhtälöstä saadaan kulmanmuutokset ja korkeuserot sekä jänteen tuentakorkeudet eri kohdassa rakennetta.

BY 69 (2017) mukaan tuennat on tehtävä normaalioloissa 1,2 m:n välein, mutta eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä tähänkin annetaan tarkemmat ohjeet. Yleisohjeina voidaan todeta, että tuentapukit on kiinnitettävä muuhun raudoitukseen luotettavalla tavalla, jotta jänteen sijainti pysyy luotettavana. Jänneet on myös sidottava kiinni pukkeihin siten, että ne pysyvät paikallaan valun aikana.

2.5 Tartunnattoman ankkurijänneen jännityshäviöt

Valmiissa rakenteessa ei koskaan ole suunniteltua jännevoimaa. Jännitystä häviää jänne menetelmän, -teräksen ja betonin ominaisuuksien takia yleensä 10-25 %. Häviöt voidaan jakaa välittömiin ja ajasta riippuviin häviöihin. Välittömät häviöt alkavat sillä hetkellä, kun jänne jännitetään ja ajasta riippuvat häviöt jatkuvat periaatteessa rakenteen koko elinkaaren, mutta eri ajasta riippuville häviöille on annettu laskennalliset ääriarvot, joissa voidaan laskea lopputilanteen jännevoima.

2.5.1 Välittömät häviöt

Ankkurijännerakenteen välittömät häviöt ovat:

- ankkureiden lukitushäviö
- kitkahäviö
- betonin kimmoisen kokoonpuristuman aiheuttama häviö (jos jännitetään useita jäniteitä peräkkäin)

ANKKUREIDEN LUKITUSHÄVIÖ

Ankkureiden lukitushäviö syntyy, kun voima siirretään tunkilta ankkurille. Lukittaessa jänne liukuu ankkurityypistä riippuen 0-9 mm, ja tämä liukuma aiheuttaa jännevoiman pienenemisen. Lukitusliukuma on tarkistettava kunkin ankkurityypin käyttöselosteesta tai ETA-hyväksynnästä erikseen. (Kytölä, 2017)

Liukuman vaikutus on suurin aktiivipäässä, mutta vähenee passiivipäähän mentäessä ja loppuu tietyssä pisteessä kokonaan. Lyhyillä jännteillä liukuma voi vaikuttaa koko jänneväliä, jolloin se muodostaa prosentuaalisesti merkittävän häviön. (Kytölä, 2017)

Liukumasta syntyvä suurin häviö voidaan laskea kaavalla:

$$\Delta P_l = 2\Delta p * w \quad (19)$$

josta häviön vaikutuspituus w voidaan laskea:

$$w = \sqrt{\frac{\Delta * E_p * A_p}{\Delta p}} \quad (20)$$

jossa Δ on käyttöselosteen mukainen lukitusliukuman arvo millimetreinä, E_p jänneteräksen kimmokerroin, A_p jänneterästen pinta-ala ja Δp on jännitysvoiman muutos pituusyksikköä kohden ja se saadaan laskettua kaavasta:

$$\Delta p = \frac{P_{max} - P_L}{L} \quad (21)$$

missä P_L on jännitysvoima passiiviankkurissa kitkahäviö huomioon ottaen, L on punoksen pituus ja P_{max} on suurin jännitysvoima.

Häviön arvon tietyssä pisteessä vaikutusalueella saa laskettua korvaamalla häviön vaikutuspituuden w tarkastelupisteen etäisyydellä aktiiviankkurista kaavassa 19. Jos lukitusliukuman vaikutuspituus w on suurempi kuin jänteen pituus, lasketaan ankkurointihäviön vaikutus aktiivi- ja passiiviankkurilla seuraavilla kaavoilla (BY 69, 2017):

$$\Delta P_A = \frac{\Delta * E_p * A_p}{L} + \Delta p * w \quad (22)$$

$$\Delta P_P = \frac{\Delta * E_p * A_p}{L} - \Delta p * w \quad (23)$$

KITKAHÄVIÖ

Kitkahäviö syntyy kaarevalla jännteellä suojaputken ja jänteen välisestä kitkasta. Punoksia jännitettäessä jänneet pyrkivät suoristumaan ja samalla hankaavat suojaputkeen, joka aiheuttaa kitkan. Häviöön vaikuttaa jänteen kulmanmuutos sekä suojaputken

pintamateriaali ja jäykkyys. Kitkahäviö on suurimmillaan aivan passiiviankkurin läheisyydessä. Kitkahäviöiden laskemiseen tarvittavat parametrit löytyvät jännemenetelmän käyttöselosteesta tai ETA-hyväksynnästä. Jos näitä tietoja ei löydy, on olemassa myös taulukoituja arvoja (kuva 11), joita voidaan käyttää. (Kytölä, 2017)

Kitkahäviöt voidaan laskea kaavalla:

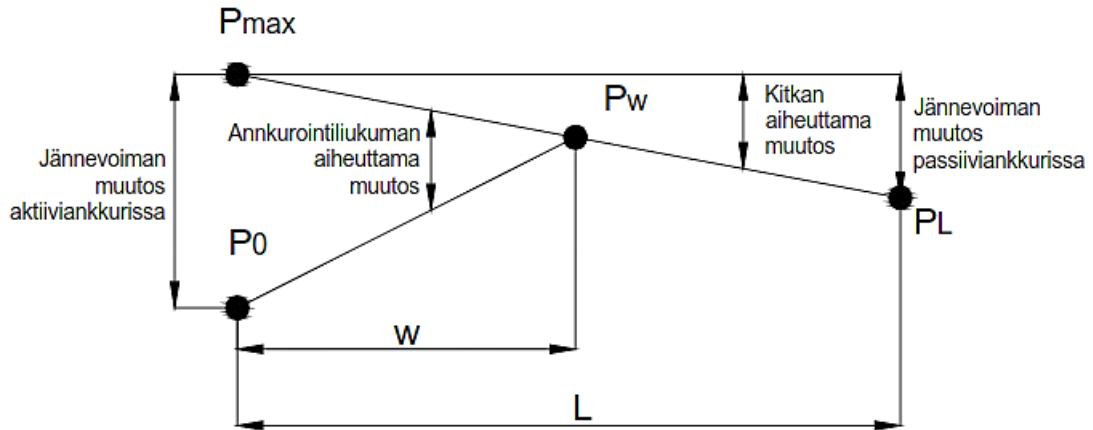
$$\Delta P_x = P_0(1 - e^{-\mu(\theta + \beta x)}) \quad (24)$$

jossa μ on suojaPUTKEN ja jänneteräksen välinen kitkakerroin, β aaltoisuusluku, jotka löytyvät käyttöselosteesta. θ on janteen taivutusten kulmasumma x matkan (metreinä) päässä aktiiviankkurista. Jos käyttöselostetta ei ole saatavilla, valitaan aaltoisuusluku alustavaan mitoituslukuun 0,005/m – 0,01/m väliltä ja kitkakerroin kuvasta 11. Todellisia kitkahäviöitä on valvottava jännitystyön aikana.

	Sisäiset jännitteet	Ulkoiset tartunnattomat jännitteet			
		Voitelematon terässuojaPUTKI	Voitelematon HDPE-suojaPUTKI	Voitelu terässuojaPUTKI	Voitelu HDPE-suojaPUTKI
Kylmävedetty tanko	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Punos	0,19	0,24	0,12	0,16	0,1
Harjapintainen tanko	0,65				
Sileä pyöreä tanko	0,33				

Kuva 11. Jänneteräksen ja suojaPUTKEN välinen kitkakerroin μ (Ryynänen, 2014)

Kitkahäviöt ja lukitushäviöt vaikuttavat eri päissä jännettä. Kuvassa 12 esitetään kitkasta ja lukituksesta aiheutuneiden häviöiden yhteisvaikutus, kun lukitushäviö ei vaikuta koko janteen matkalla. Kuvassa näkyy hyvin, että lähtökohtaisesti jännevoima ei ole sama koko matkalla. Tartunnattomuudesta johtuen jännevoiman erot tasaantuvat ajan kuluessa ja laskennassa voidaan käyttää voiman keskimääräistä arvoa.



Kuva 12. Kitka- ja lukitushäviöiden yhteisvaikutus (Kytölä, 2017)

Jännevoiman voi laskea myös keskimääräisenä koko jännevälillä matkalla, sillä jännevoima tasaantuu ajan myötä tartunnattoman jänteen vuoksi. (Ranua, 2014)

$$P_{m.0} = \begin{cases} \frac{2P_0 - \Delta P_A - \Delta P_x(w)}{2} * w + \frac{2P_0 - \Delta P_P - \Delta P_x(w)}{2} * (w - L) & \text{kun } w \leq L \\ P_0 - \Delta P_A + 0,5 * \Delta P_x & \text{kun } w > L \end{cases} \quad (25)$$

BETONIN KIMMOISEN KOKOONPURISTUMAN AIHEUTTAMA HÄVIÖ

Betonin kimmoisesta kokoonpuristumasta aiheutuva häviö syntyy, kun jäniteitä on jännitettävä useassa osassa. Ensimmäisessä jännitysvaiheessa betonille siirtyy tietty jännevoima, joka puristaa betonia kasaan. Toisessa vaiheessa siirretään uusi puristava voima betonille, jolloin myös ensin jännitetyt jänneet hieman lyhenevät ja jännevoima pienenee. Laskentaan on olemassa likimääräinen kaava. Häviön voi välttää jännittämällä jänneet osissa, esimerkiksi kolmessa vaiheessa. Toinen vaihtoehto on jännittää ensimmäiset jänneet suuremmalla voimalla, jolloin häviön vaikutus kumoutuu. Likimääräinen häviö lasketaan kaavalla:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left(\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right) \quad (26)$$

jossa $\Delta \sigma_c(t)$ on yhden punoksen jännittämisestä aiheutuva keskimääräinen betonijännitys välittömien häviöiden jälkeen, ja j on kerroin joka lasketaan kaavalla:

$$j = \frac{n-1}{2n} \quad (27)$$

jossa n on peräkkäin jännitettyjen samanlaisten jänneterästen määrä.

2.5.2 Ajasta riippuvat häviöt

Jännevoimaan aiheutuu häviöitä myös ajan kuluessa. Nämä ajasta riippuvat häviöt ovat samat sekä esi-, että jälkijännitetyille rakenteelle. Häviöt johtuvat:

- betonin virumasta
- betonin kutistumasta
- jänneterästen relaksaatiosta

VIRUMA

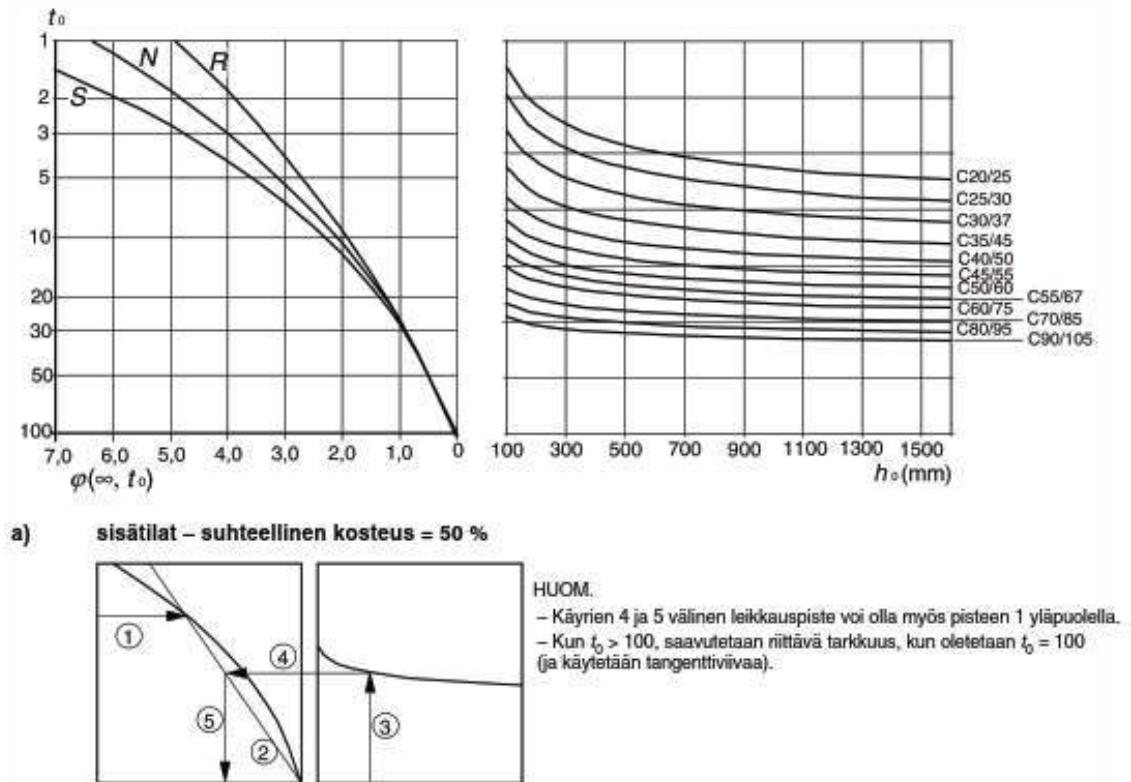
Betonin viruma on ajasta riippuva muodonmuutos, joka johtuu siitä, kun vesi lähtee pois kuormitetun betonin geelihuokosista ulkoisen paineen takia. Muodonmuutos ei palaudu, vaikka vesi pääsisi takaisin huokosiin, koska sementtigeeli myös tiivistyy, kun vesi virtaa pois huokosista. Virumaa esiintyy kaikissa kuormitusmuodoissa ja sen osuus kokonaismuodonmuutoksesta on huomattava. (BY 201, 2007)

Virumaa kasvattavia tekijöitä on betonin korkea vesi-sementtisuhte, rakenteen hoikka muoto, kuivat olosuhteet ja betonin ikä kuormituksen alkaessa. BY 210:n (2006) mukaan kuormituksen alkaessa 90 vrk ikäisenä, viruma on 10 % pienempi, kuin 28 vrk alkamisikässä. Viruman määrä kasvaa hidastuvasti. Kokonaisvirumasta 25 % syntyy ensimmäisen kahden kuormitetun viikon aikana ja jopa 75 % ensimmäisen vuoden sisällä. Virumasta aiheutuva jännityshäviö lasketaan kaavalla:

$$\Delta\sigma_{pc} = E_p \varepsilon_{cc.g} = \varphi(t, t_0) E_p \varepsilon_{cg} \quad (28)$$

missä $\varphi(t, t_0)$ on virumaluku ja ε_{cg} on betonin pitkäaikaikuormien aiheuttama puristuma.

Kuten kappaleessa 2.2 todettiin, kun rajataan pitkäaikainen puristusjännitys 45 % lopullisesta puristuslujuudesta, saadaan käyttää lineaarista virumaluvun laskentaa. Eurokoodissa annetaan käyrästöt, josta voi määrittää virumaluvun normaaleissa ympäristöolosuhteissa oleville betoneille sisä- ja ulkotiloissa. Koska työssä käsitellään vanhoja rakenteita ja niiden korjaamista, laskentaan liittyy aina epävarmuuksia. Siitä johtuen virumaluvun tarkempaan laskentaan ei käytetä aikaa, vaan valitaan se eurokoodin ohjeiden mukaan kuvasta 13. Kuva 13 on esimerkkinä virumaluvun määrittämisestä. Vaiheessa 1 mennään betonin iän kohdalta vaakasuoraan käytetyn sementin käyrälle. 2. vaiheessa vedetään suora leikkauspisteestä nollapisteeseen. Kolmantena vaiheena noustaan oikean puoleisessa kuvassa lasketun nimellisen poikkileikkausmitan kohdalta käytetyn betonin lujuusluokan käyrälle. Tästä leikkauspisteestä siirrytään aiemmin piirretylle suoralle vaakasuoraan, josta leikkauspisteestä voidaan vasemman puoleisen kuvan vaaka-akselilta lukea virumaluvun likiarvo.



Kuva 13. Virumaluvun määrittäminen sisätiloissa olevalle betonille (SFS-EN-1992-1-1, 2015)

Vaikka viruma ei periaatteessa pääty koskaan, ajatellaan sen saavuttavan loppunsa, kun rakenne saavuttaa 70 vuoden iän. (Kytölä/Ryynänen, 2014)

KUTISTUMA

Betonin kutistuma vaikuttaa myös jännevoimaan, sillä kutistuma ja jännevoima aiheuttavat samansuuntaisen muodonmuutoksen. Kokonaiskutistuma koostuu kuivumiskutistumasta ja sisäisestä kutistumasta.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (29)$$

jossa ε_{cd} on kuivumiskutistuma ja ε_{ca} on sisäinen kutistuma.

Kuivumiskutistuma syntyy, kun kosteuden poistuessa betonin huokosista tilavuus pienenee. Sisäinen kutistuma etenee betonin kovettuessa ja se syntyy sementin hydrataation aiheuttamasta kemiallisesta kutistumasta ja karbonisaatiokutistumasta. Suurin osa sisäisestä kutistumasta syntyy ensimmäisinä päivinä valun jälkeen. Sisäisen kutistuman lopuarvot voi katsoa alla olevasta kuvasta 14 1000 vuorokauden kohdalta.

betonin ikä [vrk]	f _{ck} [Mpa]										
	20	25	30	35	40	45	50	60	70	80	90
30	0,017	0,025	0,033	0,042	0,050	0,058	0,067	0,083	0,100	0,116	0,133
100	0,022	0,032	0,043	0,054	0,065	0,076	0,086	0,108	0,130	0,151	0,173
1000	0,025	0,037	0,050	0,062	0,075	0,087	0,100	0,125	0,150	0,175	0,200

Kuva 14. Betonin sisäisen kutistuman arvoja (Kytölä/Ryynänen, 2014)

Kuivumiskutistuma lasketaan kaavasta:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (30)$$

jossa $\varepsilon_{cd,0}$ on nimellinen kuivumiskutistuma, joka määritetään kaavalla:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) e^{(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})} \right] 10^{-6} * 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (31)$$

missä		
f _{cm0}	on 10MPa	
α _{ds1}	on kerroin, joka riippuu sementin tyypistä	
	S-tyyppi	→ 3
	N-tyyppi	→ 4
	R-tyyppi	→ 6
α _{ds2}	on kerroin, joka riippuu sementin tyypistä	
	S-tyyppi	→ 0,13
	N-tyyppi	→ 0,12
	R-tyyppi	→ 0,11
RH	on ympäristön suhteellinen kosteus	
RH ₀	on 100%	

k_h -kerroin määritetään poikkileikkauksen nimellismittan h_0 avulla ja saadaan kuvasta 15. Väliarvot interpoloidaan. h_0 lasketaan seuraavalla kaavalla

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (32)$$

jossa A_c on betonin poikkileikkausala ja u on kuivumiselle alttiin poikkileikkausosan piiri.

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Kuva 15. k_h -kertoimen määrittäminen. (Kytölä/Ryynänen, 2014)

RELAKSAATIO

Jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuva häviö johtuu punosten ominaisuudesta, jossa teräsjännitys pienenee, vaikka punoksen venymä pysyy vakiona. Relaksaatio kasvaa ajan kuluessa, mutta sen voidaan katsoa päättyvän 500000 tunnin, eli n. 57 vuoden iässä. Laskennassa loppuarvoja selvitetessä betonin ikänä käytetään näin ollen 500000 h. (Kytölä/Ryynänen, 2014)

Jänneteräkset voidaan jakaa kolmeen luokkaan relaksaation mukaan. Luokkaan 1 kuuluu langat ja punokset, joilla on tavanomainen relaksaatio. Luokassa 2 ovat langat ja punokset, joilla on pieni relaksaatio. Tähän luokkaan kuuluvat Suomessa käytetyt jänneteräkset. Luokkaan 3 jäävät kuumavalssatut ja kylmämuovatut tangot. (Kytölä/Ryynänen, 2014)

Relaksaation suuruuteen vaikuttaa jänneteräksen tyypin ja ajan lisäksi myös lämpötila. Pitkään jatkuneet yli 40 °C lämpötilat aiheuttavat relaksaatioon niin suuren muutoksen, että se on huomioitava laskennassa. (By 210, 2006) Jos lämpötila muusta syystä kuin lämpökäsittelystä käy yli 50 °C, on relaksaatiohäviöt todennettava erikseen. (SFS-EN-1992-1-1, 2015) Paikalla valetuissa korjausrakenteissa tämä tuskin tulee määrääväksi tekijäksi.

Relaksaation aiheuttaman häviön laskemiseen eurokoodi antaa oman kaavansa jokaiselle relaksaatioluokalle. Kaava 33 määrittää jännityksen muutoksen prosenttiosuutena alkujännityksestä. Relaksaatiohäviö voidaan myös saada valmistajien koetodistuksista. (SFS-EN-1992-1-1, 2015) Jos laskentaan tarvittavia tietoja ei ole saatavilla, voidaan mitoituksessa käyttää relaksaatiohäviöiden suuruutena $3 \times \rho_{1000}$. Luokassa 2 häviöt voidaan laskea kaavalla:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66\rho_{1000}e^{9,1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} * 10^{-5} \quad (33)$$

jossa $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$ ja t = jännittämisen jälkeinen aika tunteina. Muuttujan ρ_{1000} arvot, joka ilmoittaa jännittämisen jälkeisen relaksaatiohäviön määrän ensimmäisen 1000 tunnin aikana, lämpötilan ollessa noin 20 astetta, voi katsoa kuvasta 16.

Relaksaatio luokka	ρ_{1000}
Luokka 1	8 %
Luokka 2	2,5 %
Luokka 3	4 %

Kuva 16. Relaksaatioluokan mukaiset ρ_{1000} arvot (Kytölä/Ryynänen, 2014)

AJASTA RIIPPUVAT HÄVIÖT YHTEENSÄ

Ajasta riippuvia häviöitä ei summata suoraviivaisesti yhteen, vaan eri osatekijöiden aiheuttama jännityshäviö määritetään kaavalla:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (34)$$

jossa $\sigma_{c,QP}$ on pitkäaikaskuormien aiheuttama betonijännitys punosten kohdalla ja z_{cp} on jänteiden epäkeskisyys poikkileikkauksen painopisteeltä.

Kaavassa on otettu huomioon betonin viruman aiheuttama lujuuslisäys, joka pienentää virumaa. Myös jänneraudoituksen kutistumaa estävä vaikutus on huomioitu, sekä relaksaation jännevoimaa laskeva vaikutus. Tämä johtaa siihen, että betonin puristuma pienenee, mikä taas johtaa lopullisen relaksaation pienenemiseen. Edelleen pehmeän raudoituksen vaikutus ja viruman laskennassa käytettävän todellisen jännevoiman iteraatio (viruma laskee jännevoimaa, joka johtaisi viruman laskennassa pienempään käytettävään jännevoimaan ja sitä kautta viruman aiheuttamaan jännityshäviöön) on jätetty kaavan 34 ulkopuolelle. (Kytölä/Ryynänen, 2014)

2.6 Murtorajatilamitoitus

Betonirakenne ei saa murtua ilman ennakkovaroitusta hauraasti. Ennen murtumista on oltava varoittavia merkkejä, kuten halkeilu tai suuret taipumat, jotta asiaan voidaan reagoida. Tavanomaiset taivutetut rakenteet voivat murtua joko taivutuksen, leikkauksen tai ankkuroinnin pettämisen takia. (Kytölä, 2017) Vääntörasitetut rakenteet on rajattu työn ulkopuolelle. Rajaus tehty siksi, että tutkittavissa tapauksissa ei esiinny merkittäviä vääntörasituksia betonivahvistukseen.

Eurokoodissa on annettu viisi suurpiirteistä menetelmää jolla vältetään hauras murtuma. Näitä ovat minimiraudoituksen käyttö, johon ei lasketa tartunnattomia jäniteitä (BY 69, 2017), tartuntajänteiden käyttö, jänteiden kunnon tarkkailu, jänteiden luotettavan toiminnan varmistaminen ja rakenteen halkeilun varmistaminen ennen murtokestävyyden

saavuttamista. (SFS-EN 1992-1-1) Tämän tarkempia ohjeita ei anneta, joten senkin takia on selkeä ottaa huomioon siltapuolen ohjeista saatavia neuvoja. Liikenneviraston ohjeessa NCCI 2 on annettu siltapuolelle tapoja välttää hauraat murtumat. Näitä voidaan soveltaa myös talopuolella. (Kytölä/Ryynänen, 2014) Sitkeä murto tapahtuu, kun jokin seuraavista liikenneviraston ohjeen kohdista toteutuu:

- Jos jänneteräksen jännitys ylittää myötörajansa ennen kuin betoni murtuu puristusjännityksen takia. Myötöraja on ylitetty, kun saavutetaan venymä, joka laskeaan jänneteräksen mitoitusjännityksen ja kimmokertoimen perusteella. Tämä tilanne tulee eteen vetojännitysten alueilla välituen yläpinnassa tai kentän alapinnassa.
- Jos ennen betonin murtumista jänneteräs venyy 3‰ lisää ja/tai vetoteräkset venyvät kokonaisuudessaan 5‰. Nämä ehdot voivat täyttyä tuki- ja kenttäalueen välissä.
- Jos tutkittavan rakenneosan myötäämistä ei vaadita kokonaisrakenteen sitkeän toimivuuden kannalta heikomman rakenneosan takia.
- Jos momenttikapasiteetti on 1,5-kertainen ulkoiseen momenttikuormitukseen verrattuna.

Neljäs kohta ei varsinaisesti muuta murtumistapaa sitkeäksi, vaan tällä varmistetaan riittävä varmuus murtoa vastaan, jolloin voidaan hyväksyä myös hauras murtuma. Kolmatta voidaan soveltaa talorakenteissa esimerkiksi palkkirakenteen laakeroidulla päätytuella.

Rakenne murtuu hauraasti karkeasti jaettuna kahdesta syystä; jos rakenne on ali- tai yliaudoitettu. Edellä esitetyistä tavoista minimiraudoitus estää aliraudoituksen ja siitä johtuvan hauraan murtuman. Venymien kautta voidaan varmistaa, ettei rakennetta yliaudoitetta, vaan rakenne antaa merkkejä murtumisesta ennen kapasiteetin ylittämistä. (Kytölä/Ryynänen, 2014)

2.6.1 Taivutusmitoitus

Murtorajatilamitoituksessa taivutuksen suhteen tehdään muutamia oletuksia, jotka ovat voimassa rakenneosien alueilla, jotka ovat häiriöttömiä ja säilyvät suurin piirtein tasoina kuormitettuna ja ennen sitä. Tartunnallisen raudoituksen muodonmuutoksen pitää olla sama kuin ympärillä olevalla betonilla, sekä veto-, että puristuspuolella. Vetopuolella ei huomioida betonin vetolujuuden vaikutusta kestävyYTEEN. Puristusjännitykset lasketaan eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1, 2015) kohdasta 3.1.7 löytyvän jännitys-muodonmuutosyhteyden perusteella, joista saadaan kertoimia tehollisen korkeuden ja tehollisen lujuuden määrittämiseen. Lisäksi vielä jänneterästen alkuvenymä on huomioitava niiden jännityksiä laskettaessa. Betonin puristuma on rajattu tavanomaisilla betonilujuuksilla 3,5 ‰:en. Korkealujuusbetoneilla arvot vaihtelevat ja ne löytyvät kuvan 1 taulukosta 3.1. (By 69, 2017)

Tartunnattomien ankkurijännerakenteiden taivutusmitoituksessa on yksi merkittävä ero muiden rakenteiden taivutusmitoitukseen. Jänneet voivat nimittäin liukua suhteessa betoniin kuormitettuna ja jänneiden lisävenymä jää pienemmäksi kuin tartuntajänneillä. Ero johtuu tartunnattoman jänneen jännitystilän tasoittumisesta jänneen matkalla, kun taas tartunnallisen jänneen jännitys seuraa taivutusmomentin jakautumista. (Kytölä/Ryynänen, 2014) Murtorajatilassa onkin jänneteräksen teholliseen jännitykseen lisättävä 50 MPa. (By 69, 2017)

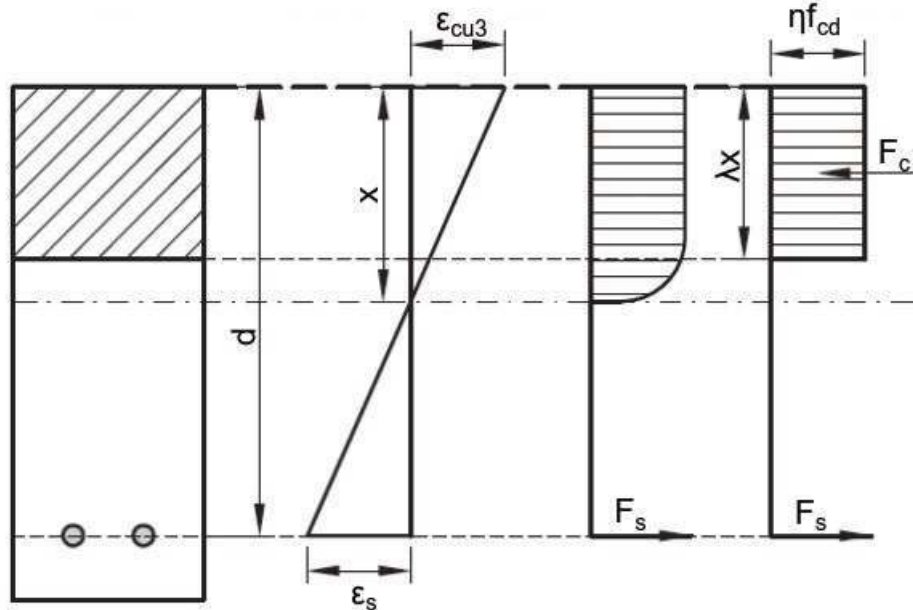
Taivutuskestävyys koostuu monesta asiasta. Luonnollisesti rakenteen materiaalit ja mitat vaikuttavat. Näiden lisäksi merkittäviä asioita ovat jänneprofiili, jänneiden ja suojaputken välinen kitka ja pehmeiden terästen määrä. (BY 210, 2006) Momenttikapasiteetti voidaan laskea seuraavasta kaavasta:

$$M_{Rd} = \left(d_p - \frac{\lambda x}{2}\right) * A_p \sigma_{pd} + \left(d_s - \frac{\lambda x}{2}\right) * A_s f_{yd} \quad (35)$$

jossa d_p on jänneterästen tehollinen korkeus, λ on eurokoodin mukainen jännityssuorakaiteen tehollista korkeutta määrittävä kerroin, jonka arvo normaalilujuusbetoneilla on 0,8, d_s on betoniterästen tehollinen korkeus, σ_{pd} on jänneterästen tehollinen jännitys, johon on tehty jännityksen lisäys ja x on neutraaliakselin korkeus rakenteen yläreunasta, joka saadaan laskettua kaavalla:

$$x = \frac{A_p \sigma_{pd} + A_s f_{yd}}{\lambda b_{eff} \eta f_{cd}} \quad (36)$$

jossa η on eurokoodin tehollista lujuutta määrittävä kerroin, jonka arvo normaalilujuusbetoneilla on 1, b_{eff} on poikkileikkauksen tehollinen leveys ja muut suureet, kuten edellisessä kaavassa.



Kuva 17. Betonin puristusjännityskuvio suorakaiteena (Kytölä, 2017)

Taivutuskestävyyden on lisäksi oltava 15 % suurempi kuin halkeilukestävyys, joka lasketaan kaavasta:

$$1,15M_{cr} \leq M_{Rd} \quad (37)$$

$$M_{cr} = (f_{ctm} + \sigma_c) * W \quad (38)$$

jossa f_{ctm} on taivutusvetolujuus, σ_c on keskeinen puristusjännitys ja W on vedetyn reunan taivutusvastus. (BY 69, 2017)

2.6.2 Leikkausmitoitus

Betonin leikkausmurtuminen johtuu betonin vetolujuuden ylittymisestä. Ensimmäinen halkeama syntyy, kun päävetojännitys ylittää vetolujuuden. Vasta tämän jälkeen leikkaushaavat alkavat toimia tehokkaasti ja ne myös muodostavat lähes yksin rakenteen leikkauskestävyyden. Puristava jännevoima helpottaa tilannetta pienentämällä päävetojännitystä. (Ryynänen, 2014) Lisäksi jännevoiman pystysuuntainen komponentti kaarevalla jänteellä voidaan vähentää mitoitusleikkausvoiman arvosta. Koska jännevoima on tässä tapauksessa edullinen kuormitus, tulee se kertoa pienentävällä osavarmuusluvulla 0,9. (BY 69, 2017) Käytännössä kaikki palkkirakenteet leikkausraudoitetaan vähintään minimileikkausraudoituksella. Laattamaisiin rakenteisiin ei normaalitilanteessa tarvita leikkausraudoitusta. (SFS-EN 1992-1-1, 2015)

Leikkausvoimamitoitus ei perustu suoraan pelkästään lujuusoppiin, vaan siihen on laadittu koetuloksiin perustuvia kaavoja tueksi. Leikkaushalkeamat voidaan jakaa kahteen

tyyppiin. Tyypin 1 halkeamat ovat uuman leikkaushalkeamat. Nämä syntyvät yleensä ohutuumaisen palkin reuna-alueilla. Tyypin 2 halkeamat ovat taivutusleikkaushalkeamia, jotka syntyvät kun leikkauskuormitetulla alueella taivutushalkeamat kehittyvät vinohalkeamaksi. Nämä eri tyypin alueet rakenteessa on huomioitava erikseen. Tyypin 1 alueella on määritettävä poikkileikkauksen leikkausvetokestävyys, joka on pääosin selvästi suurempi kuin taivutusvetokestävyys, joka on määritettävä tyypin 2 alueella. Tyypin 1 alueeseen kuuluu alueet, joilla taivutusjännitys on pienempi, kuin betonin vetojännitys f_{ctd} . Sillä alueella leikkausraudoittamattoman poikkileikkauksen kestävyys määritetään kaavalla:

$$V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (39)$$

jossa I on neliömomentti, b_w on uuman leveys painopiste akselin kohdalla, josta on vähennetty mahdolliset suojaputken halkaisijat, S on painopiste akselin yläpuolinen staattinen momentti, α_l on tartunnattomilla jänteillä arvoltaan 1 ja σ_{cp} on jännevoiman aiheuttama betonin puristusjännitys. Valtaosa leikkauskestävyydestä kuitenkin määritetään tyypin 2 alueen mukaisella kaavalla:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100 \rho_l f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (40)$$

jossa $C_{Rd,c}$ on kerroin jonka arvo Suomessa on $0,18/\gamma_c$, d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus, k_l on parametri, jonka arvoksi on valittu 0,15, k on kerroin, jonka arvo saadaan kaavasta:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \quad (41)$$

σ_{cp} tulee kaavasta:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_d}{A_c} < 0,2 f_{cd} \quad (42)$$

v_{min} on kansallisesti valittava parametri, jonka arvo lasketaan:

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} \sqrt{f_{ck}} \quad (43)$$

ja ρ_l saadaan kaavasta:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (44)$$

jossa A_{sl} on tarkastelukohdassa täysin ankkuroituneen vetoraudoituksen pinta-ala.

Jos betonin leikkauskapasiteetti riittää, valitaan palkkimaisille rakenteille hakaraudoitus kaavalla:

$$A_{sw,min} = \frac{0,08sb_w\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (45)$$

jossa s on leikkausraudoituksen jako. Jos betonin kestävyys ei riitä, lasketaan rakenteen kapasiteetti pelkille haoille. Betonin ja hakojen kapasiteettia ei siis saa summata yhteen. Leikkausraudoituksen kestävyys pystyhakoja käytettäessä lasketaan kaavasta:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z 0,8 f_{yw} \cot \theta \quad (46)$$

jossa A_{sw} on hakojen pinta-ala, s on jakoväli, f_{yw} on leikkausraudoituksen myötölujuuden ominaisarvo, θ on betonin puristussauvojen suuntakulma, joka vaihtelee $21,8^\circ$ - 45° välillä, ja z on rakenteen sisäinen momenttivarsi, jona voidaan käyttää likimääräistä $0,9d$ arvoa. Puristussauvan kulman pienin suositusarvo on jännitetyille rakenteille 25° . Suuntakulma on pidettävä samana myös ankkurointitarkastelussa, koska ristikkoanalogian mukaan kulman pienentäessä raudoitukselle tulevaa voimaa, kasvaa pääterästen ankkuroitava voima. (Kytölä, 2017) Lisävetovoima voidaan laskea kaavalla:

$$\Delta F_{td} = 0,5 * V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (47)$$

jossa α on hakojen kulma rakenteen pituusakseliin nähden. (By 69, 2017)

Koska leikkausraudoituksen kapasiteettiä pystyisi kasvattamaan periaatteessa rajattomasti, on tarpeen myös kaava, joka rajaa maksimiaron leikkauskapasiteetille betonisen puristussauvan kestävyiden kautta:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z \alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (48)$$

jossa θ on oltava sama kuin raudoituksen laskennassa, sekä α_{cw} ja v_1 saadaan suositusarvot suoraan eurokoodista SFS EN-1991-1-1. Arvot esitetty alla:

$v_1 = 0,6$	kun $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$
$v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5$	kun $f_{ck} \geq 60 \text{ MPa}$
$\alpha_{cw} = 1$	kun jännittämätön rakenne
$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	kun $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$
$\alpha_{cw} = 1,25$	kun $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$\alpha_{cw} = 2,5 * (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	kun $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

2.6.3 Lävistysmitoitus

Lävistysmitoitus on hyvin samankaltainen kuin leikkausmitoitus. Lävistyskestävyys voidaan saada joko betonin kestävyiden, tai raudoituksen kestävyiden kautta, mutta näitä ei lasketa yhteen. Lävistyskestävyyden mitoitusarvo ilman leikkausraudoitusta saadaan kaavasta:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \sqrt{100 \rho_l f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp} \quad (49)$$

jossa termi k on sama kuin aikaisemmin leikkauskestävyyden kaavassa, mutta

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 * \left(\frac{D}{d} + 1,5\right)}{\gamma_c * \left(\frac{D}{d} + 4\right)} \quad (50)$$

jossa D on pyöreän kuormitusalueen halkaisija tai suorakaidekuormituksen sivumittojen tulon neliöjuuri ja d on tehollinen korkeus. Lävistysmitoituksessa myös ρ_l ja σ_{cp} vaativat molempien suuntien huomioimisen. Tällöin $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} * \rho_{lz}} \leq 0,02$, eli molempien suuntien vetoteräksiset huomioidaan. Samoin jännityksessä otetaan molempien suuntien keskiarvo: $\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$. Kerroin k_1 on valittu lävistysmitoituksessa 0,1. Suureen v_{min} arvona on 0.

Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyys lasketaan

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + A_{s,kok} * f_{ywd.ef} \left(\frac{1}{u_1 d}\right) \sin \alpha \leq k_{max} * v_{Rd,c} \quad (51)$$

jossa d on eri suuntien tehollisten korkeuksien keskiarvo, $A_{s,kok}$ on tarkastelukohdan raudoituksen kokonaispinta-ala, johon kuuluu 1,5d etäisyydellä oleva rauditus, α on leikkausraudoituksen ja laatan tason välinen kulma, kerroin k_{max} on arvoltaan 1,6, u_1 on perustarkistuspiiri, joka saadaan $2d$ etäisyydeltä kuormitusalueesta. Lävistymisraudoituksen tehollinen mitoituslujuus saadaan kaavalla:

$$f_{ywd.ef} = (250 + 0,25d) MPa \leq f_{yd} \quad (52)$$

Jänneterästen kaarevuudesta johtuvaa jännevoiman pystykomponenttia ei BY 69 (2017) suosittelun mukaan kannata hyödyntää lävistystarkastelussa. Tässä tosin perusteluna oli pilarin kohdalla oleva suuri raudoituksen määrä, jolloin jänneen sijainnista ei voida olla täysin varmoja. Pistemäisen kuorman kohdalla uskaltaisimme ottaa huomioon jänneen aiheuttaman pystykomponentin.

2.6.4 Ankkurointialueen erikoispiirteet

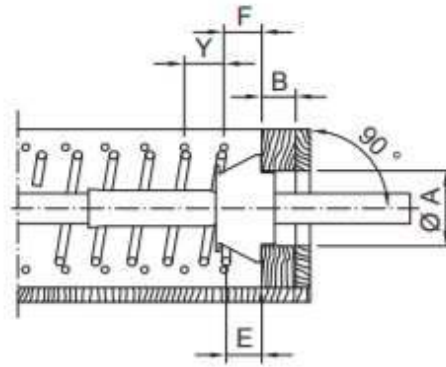
Koska tässä työssä tarkasteltavat jänneet ovat tartunnattomia, siirtyy koko jännevoima ankkurikappaleiden välityksellä betonirakenteeseen. Ankkurikappaleet keskittävät

voiman pienelle alueelle, jolloin syntyy suuria paikallisia puristus- ja poikittaisia vetojännityksiä. Nämä on tutkittava erikseen jännityshetkellä, kun jännevoima on suurimmillaan, eikä betoni ole saavuttanut vielä lopullista lujuutta. Betonin paikallinen puristuskestävyys on tarkastettava ankkurimurron välttämiseksi. Vetojännitykset aiheuttavat rakenteen pitkittäissuuntaisia halkeamia, jotka vaativat erillisen lisähaoituksen. Lisäksi on varmistettava, että ankkurit kestävät vähintäänkin jänteen murtokuorman suuruisen voiman. Tämä tarkistetaan jänteen murtojännityksen ja betonin loppulujuuden avulla.

Ankkurointialue koostuu kahdesta osa-alueesta: yleinen ankkurointialue ja paikallinen ankkurointialue. Paikallisesta ankkurointialueesta huolehtii jännemenetelmän toimittaja. Sen tarkoituksena on estää betonin laajeneminen ja täten mahdollistaa paikalliset puristuslujuuden ylittävät jännityshuiput. Paikallisen alueen raudoitteet tulevat joko ankkuritoimituksessa tai sitten mukana tulee ohjeistus paikallisen alueen lisäraudoitukseen irtoteräksin. Lisäraudoitus voi vaikuttaa myös ankkurikappaleiden reuna- ja keskiöetäisyyksiin. Yleinen alue on kohteen rakennesuunnittelijan vastuulla. Näihin kuuluu rakenteen päädyn halkaisuraudoitus ja muut mahdolliset raudoitteet, kuten laattapalkin laipan irti-leikkautumisen estävä raudoitus.

Rakennesuunnittelijan on huolehdittava myös jännitettävyydestä. Jännitystunkin vaatimat mitat löytyvät ETA-hyväksynnästä, joten pitää tarkistaa, että tunkki mahtuu toimimaan rakenteen päässä jännityshetkellä. Yleinen ankkurointialue voidaan palkkirakenteissa katsoa jatkuvan palkin suuremman sivumitan päähän ankkurista. Paikallisen ankkuroinnin yksityiskohdat esitetään jännemenetelmän hyväksyntädokumenteissa, ja nämä on rakennesuunnittelijan tarkistettava. Hyväksynnästä on löydyttävä seuraavat asiat: ankkurien edessä olevan betonin laajentumisen estävän raudoituksen tarve ja määrä, minimireuna- ja -keskiöetäisyydet, betonin vähimmäislujuus jännityshetkellä, jännityskaluston vaatima tila ja testituloksia. (BY 69, 2017)

Esimerkkinä ankkurien paikallisen alueen vaatimasta raudoituksesta esitetään tartunnatomiin jänteiden osalta BBR VT CONA CMM 0406 – jännemenetelmän mukainen raudoitus. Menetelmässä saadaan yhteen ankkuriin kiinnitettyä neljä tartunnatonta jännettä, joka helpottaa ankkurointialueella varsinkin korjaustapauksessa uhkaavaa tilanpuutetta. Ankkurissa on hitsattuna spiraaliraudoite, jonka teräksen halkaisija on 12 mm ja raudoitteen ulkomitta 160 mm. Kokonaispituus on noin 275 mm ankkurin päästä. Lisäksi ankkuri vaatii 6 lisähakaa (halkaisija 10 mm) 55 mm:n jaolla jänteen ympärille. Raudoitteiden myötölujuudeksi on määrätty vähintään 500 MPa. Jotta raudoitusta voidaan käyttää, pitää betonin puristuslujuus olla vähintään 20 MPa jännityshetkellä. Kuvassa 18 näytetään paikallisen ankkurointialueen raudoituksen periaate ja siihen liittyviä mittoja, jotka ovat annettu hyväksynnässä. Ne eivät kuitenkaan ole oleellisia tässä työssä. (ETA-06/0165, 2016)



Kuva 18. Paikallisen ankkurointialueen raudoitus (ETA-06/0165, 2016)

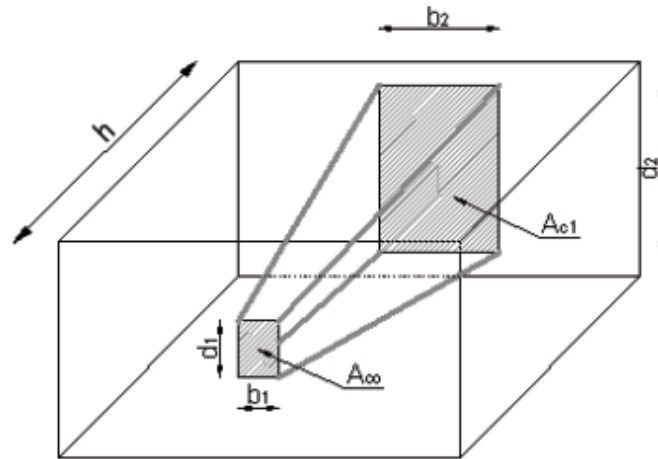
Tarkastellaan vastaavaa raudoitusta myös sementti-injektoitaville tartunnallisille jänteille, kun suojaputkessa on 4 jännettä. Tartunnallisilla jänteillä on huomioitu enemmän betonin lujuuden vaikutusta. Vertaillaan raudoitusta samalla lujuudella, kuin tartunnattomilla jänteillä. Spiraaliraudoituksen teräskoko on 10 mm ja koko raudoitteen halkaisija 180 mm. Raudoitteen pituus on noin 185 mm. Lisähakoja, joiden halkaisija on 12 mm, vaaditaan 3 kpl 60 mm välein.

Rakennesuunnittelijan vastuulla on tehdä raudoituspiirustus rakenteesta, johon ankkureiden vaatimat teräkset on merkitty. On yhteensovitettava kaikki ankkurointialueelle tulevat raidat ja osat, sekä huomioitava työstettävyys. Yleisen ankkurointialueen raudoitus jaetaan palkin päästä $1,2 \times D_e$ matkalle, jossa D_e on paikallisen puristuksen leviämisalueen leveys tarkastelusuunnassa (vertaa kuvan 19 b_2 ja d_2). Nämäkin vaikuttavat osaltaan ankkureiden sijoitteluun ja mahdollisesti jopa rakenteen mittoihin.

Betonin paikallinen puristuskapasiteetti saadaan kaavasta:

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \quad (53)$$

jossa A_{c0} on kuormitusala ankkurin alla. A_{c1} on poikkileikkauksen pienemmän sivumitan päässä oleva ala, joka koostuu mitoista b_2 ja d_2 , jotka ovat korkeintaan kolminkertaiset verrattuna kuormitusalan mittoihin. Jakautumisalue näkyy kuvassa 19. (SFS EN-1991-1-1, 2015)



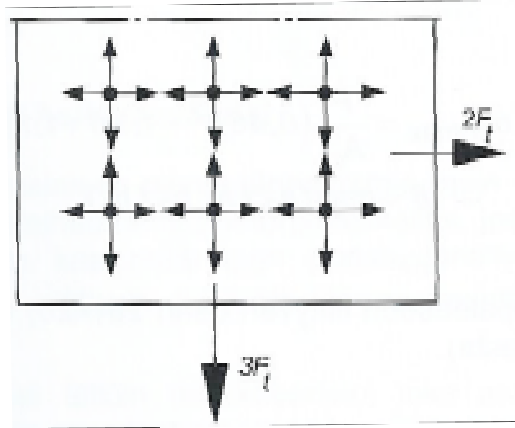
Kuva 19. Paikallisen puristuksen mitoitusalueen jakautuminen (Kytölä, 2017)

Merkinnät eroavat kuvan 21 merkinnöistä, koska ne ovat eri lähteistä. Jos poikkileikkauksen mitat rajoittavat b_2 tai d_2 mittoja, otetaan laskenta-ala sillä kohdalla, kun pienempi sivumitta täyttyy. Jännevoiman mitoitusarvossa käytetään epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuuslukua 1,2. (Kytölä, 2017)

Paikallisen puristuksen aiheuttamat halkaisuvoimat tarkastellaan molempiin suuntiin. Halkeilukapasiteettia ei yleensä saavuteta, jos seuraava kaava toteutuu:

$$P_d \leq \frac{A_{co} f_{cd}}{1,2} \quad (54)$$

Kun rakenteen päässä on useampia jänteitä vierekkäin/päällekkäin, vain reunimmaisat ankkurit aiheuttavat halkaisuvoimia, sillä keskellä olevat voimat kumoavat toisensa. Kuvasta 22 huomataan konkreettisesti, miten ankkureiden halkaisuvoimat kohtaavat ja kumoavat toisensa. On otettava huomioon myös, että puristuksen jakautumisalueet A_{cl} eivät leikkaa toistensa kanssa. Tämä todennäköisesti rajoittaa b_2 ja d_2 mittoja. (BY 210, 2006)



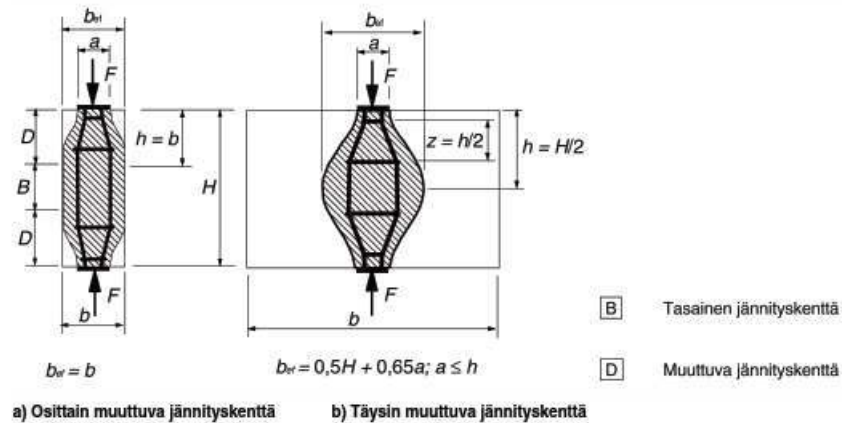
Kuva 20. Ankkuriryhmien aiheuttamat halkaisuvoimat (BY 210, 2006)

Yhden ankkurin halkaiseva voima saadaan kaavoilla:

$$F_t = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{a}{b} \right) * (P_{0d1} + \cot \theta * V_{Ed}) \quad \text{kun } b \leq H/2 \quad (55)$$

$$F_t = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{H} \right) * (P_{0d1} + \cot \theta * V_{Ed}) \quad \text{kun } b > H/2 \quad (56)$$

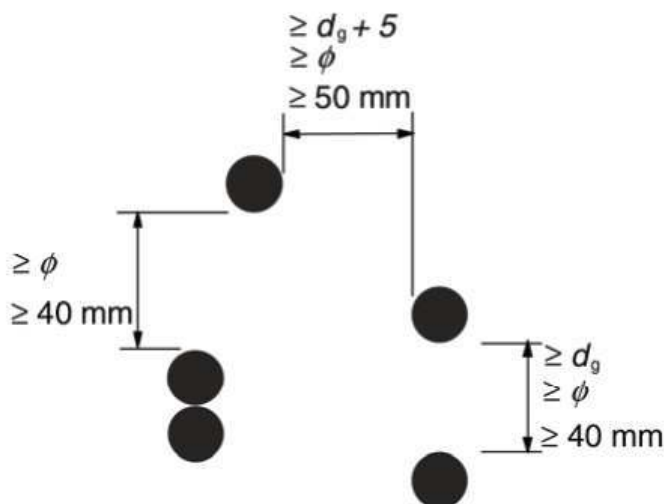
jossa tarvittavat parametrit saadaan kuvasta ja P_{0d1} = yhden ankkurin voima jännityshetkellä. Kaavoissa on otettu huomioon myös leikkausvoimamitoituksessa käytetyn kulman aiheuttama vaikutus ankkurointimitoitukseen.



Kuva 21. Kaavoissa tarvittavat parametrit (SFS EN-1991-1-1, 2015)

Lisäksi palkin päähän on asennettava lisäraudoitus poikittaisille vetovoimille, joka vastaa voimaa $0,04P_{d0}$. Jos halkeiluraudoitus mitoitetaan siten, että teräsjännitys on korkeintaan 300 MPa, ei tarvitse tarkastaa halkeamaleveyttä.

Ankkureiden väliset etäisyydet tulevat ankkurien koon kautta, mutta myös jänneiden sijoitteluun on kiinnitettävä huomiota varsinkin kapeissa palkkimantteleissa. Eurokoodissa (SFS EN-1991-1-1, 2015) annetaan kuvassa 22 näkyvät etäisyydet jänneiden suojaputkien välillä.



Kuva 22. Jänneiden sijoittelu (SFS EN-1991-1-1, 2015)

Kuvassa d_g tarkoittaa kiviaineksen suurinta raekokoa. Kuitenkin kuvasta poiketen, jänneiden suojaputkien niputusta päällekkäin ei suositella, koska kaarevaa jännettä jännitettäessä pyrkii punos nousemaan ylöspäin. Tällöin on vaarana ylemmän suojaputken rikkoutuminen, mikä altistaa jänneitä vaurioille. Ongelmaksi tämä muodostuu varsinkin jälkeinpäin injektoitavilla jänneillä, joissa suojaputket ovat suurempia, mutta myös tartunnattomilla jänneillä on syytä pitää kiinni tästä poikkeuksesta. Suojaputkia voidaan niputtaa vierekkäin palkeissa 3 kpl:n ja laatoissa 5 kpl:n ryhmiin. Yli kolmen punoksen ryhmiä ei kuitenkaan saa sijoittaa rakenteessa kerroksittain. Jännemenetelmän ETA:ssa voidaan kuitenkin antaa näistä poikkeavia ohjeita. (BY 69, 2017)

Jänneryhmien välinen etäisyys laattarakenteissa on ohjeistettu korkeintaan 6 x laatan paksuus tai 1,5 metriin. Jännepunosten sijainnille on asetettu sallitut mittapoikkeamat, jotka ovat 3 % tarkasteltavan suunnan poikkileikkauksen sivumitasta. Sijaintitoleranssit tarkemmin esitettyinä taulukossa 1.

Taulukko 1. Jännepunosten sijainnin sallitut mittapoikkeamat (BY 69, 2017)

$h \leq 200\text{mm}$	$200\text{ mm} < h < 1000\text{ mm}$	$h \geq 1000\text{ mm}$
$\pm 6\text{ mm}$	$\pm 0,03 \times h$	$\pm 30\text{ mm}$

Ankkurikappaleiden sijainti on oltava 10 mm:n tarkkuudella suunnitelmien mukainen. Rajoitukset tähtäävät rakenteen tiivistämisen mahdollistamiseen. Siihen on kiinnitettävä työmaalla erityistä huomiota varsinkin ankkurointialueella ja tarvittaessa suunnittelija voi määrätä ankkurialueelle muuta rakennetta pienemmän betonin maksimiraekoon. (BY 69, 2017)

2.7 Käyttörajatilamitoitus

Jos pitkäaikaskuormilla rakenne pysyy kokonaan puristettuna, ei jännitysrajatilatarkistusten lisäksi ole tarpeen tehdä muita käyttörajatilan tarkasteluja. Rakenteeseen tullessa vetoa teollisuuskohteiden vahvistamistilanteessa ei tarkastella käyttörajatilassa muuta kuin halkeamaleveys. Rasitusluokka määrittää sallitun halkeamaleveyden maksimiarvot pitkäaikaisessa kuormitusyhdistelmässä. Hankekohtaisesti voidaan kuitenkin sopia tiukemmista rajoista. Kuvassa 23 esitetään halkeamaleveyden suositusarvoja, kun rakenteelle ei ole annettu erityisiä vaatimuksia esimerkiksi vedenpitävyydestä. Jos betonipeitepaksuus on suurempi kuin rasitusluokka vaatii, saadaan pitkäaikaisen kuormitusyhdistelmän halkeamaraja-arvoja korottaa betonipeitteiden suhteiden mukaisella kertoimella, $c / c_{min,dur} \leq 1,4$. Rasitusluokassa XC1 tartunnattomia jänteitä käytettäessä ei halkeamaleveys vaikuta säilyvyyteen, vaan halkeamaraja on asetettu ulkonäkösyistä. Tilaajan kanssa sovittaessa tätä rajaa voidaan nostaa. Poikkileikkaus pidetään haljenneena, jos vetojännitys tavallisella tai pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä ylittää sen hetkisen vetolujuuden kuormitushistoriansa aikana. Jos poikkileikkaus kuitenkin on lopputilanteessa kokonaan puristettu, voidaan rakennetta käsitellä laskennassa halkeilemattomana, vaikka vetolujuus olisikin jossain vaiheessa ylittynyt. (BY 69, 2017)

Rasitus- luokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkuri- jännerakenteet
	Pitkäaikainen kuor- mayhdistelmä
X0, XC1	0,40
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,30
XD2, XD3, XS2, XS3	0,20

Kuva 23. Halkeamaleveyden raja-arvot (SFS NA EN-1992-1-1, 2016)

Halkeamaleveyden laskentaan annetaan kaavat:

$$w_k = s_{r,max} \Delta \varepsilon_{sm} \quad (57)$$

jossa $s_{r,max}$ on suurin halkeamaväli. Tangon halkaisijan \emptyset betonipeitteen c ja tehollisen raudoitussuhteen, johon tartunnattomia jänteitä ei saa laskea mukaan, $\rho_{p,eff} = (A_s / A_{ct,eff})$ avulla lasketaan kaavasta

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,34 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (58)$$

Tälle on annettu eurokoodissa suurin sallittu arvo, jolloin halkeamavälin laskukaavat ovat voimassa. Suurin jakoväli lasketaan kaavalla:

$$s_{r,max} \leq 5 \left(c + \frac{\emptyset}{2} \right) \quad (59)$$

ja $\Delta \varepsilon_{sm}$ saadaan raudoituksen ja betonin venymän välinen ero, joka lasketaan kaavasta:


$$\Delta \varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - 0,4 \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (60)$$

jossa σ_s on vetorausoituksen jännitys, kun poikkileikkaus on halkeillut, α_e on kimmokerrointen suhde (E_s/E_{cm}), $A_{ct,eff}$ on vetojännityksen alainen betoniala, jonka korkeus on pienin arvoista $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ ja $h/2$. Leveytenä käytetään poikkileikkauksen leveyttä. (Järviuona, 2012)

2.8 Rakenteiden toteutus ja laadunvalvonta

Jälkijännitettyjen rakenteiden toteutuksessa noudatetaan samoja standardeja, kuin muusakin betonirakentamisessa. Rakennesuunnittelijan vastuulla on laatia rakenteen toteutuseritelmä, joka sisältää rakennesuunnitelmat ja muut tekniset asiakirjat. Niissä pitää esittää suunnittelun ja toteutuksen perusteet ja tarkempi työselostus. Perusteissa lähinnä kerrotaan, mihin standardeihin suunnitelmat perustuvat. Työselosteessa esitetään työnjohtajalle oleelliset asiat jotka vaikuttavat lopputuloksen laatuun. Laskelmista riittää yhteenveto, jonkinlainen laskentaraportti. Myös raudoitussuunnitelmat ja jännepunossuunnitelmat tuentaohjeineen kuuluvat eritelmään. Suunnitelmissa on esitettävä riittävällä laajuudella rakennemallit ja rakenteiden toiminta.

Suunnitelmien yleisteksteissä on esitettävä rakenteen tiedot, betonilaatuun liittyvät tiedot, kuormat, mitat ja mahdollisesti käyttöön tai huoltoon liittyvät asiat, sekä muut ympäristöministeriön kantavista rakenteista annetun asetuksen mukaan. Jännepunoksiin liittyen suunnitelmissa on esitettävä jännitysjärjestys ja niiden numerointi. Laadunvalvonnan kannalta merkittävä asiakirja toteutuseritelmässä on jännityspöytäkirja, joka työmaalla täytetään mittaustulosten perusteella. Kuvasta 24 nähdään, että pöytäkirjaan kirjataan käytettävän jännemenetelmän perustiedot ja punosten pituudet ja sallitut venymärajat. Lopuksi jännitysurakoitsija täyttää mitatut venymät ja pöytäkirja hyväksytetään rakennesuunnittelijalla. Vasta rakennesuunnittelijan hyväksynnän jälkeen jänteiden hännät saa katkaista. Myös muottien purkaminen on sallittua vasta rakennesuunnittelijan hyväksytyä jännityspöytäkirjan.



Naulankanta

Naulankanta Oy
 Juvan teollisuuskatu 24
 FI-02920 Espoo
 +358 20 741 6080
 www.naulankanta.fi

Jännityspöytäkirja

S103

Kohde	Mallikohde xxxxxxxxxxxxxxxx		
Osoite	Osoite xxxx, 00100 Helsinki		
Sisältö	Valualue 1, +xx.xxx taso		

Työnumero		Laatija		Pvm.		Rev.		Pvm.		
Työnjohtaja				Allekirjoitus /pvm.						
Suunnittelija				Allekirjoitus /pvm.						
Jännemenetelmä				Hyväksyntädokum.		ETA-06/0165				
Jännepunos	SFS 1265-3-Y-1860-S-7-15,7-R1			Hyväksyntädokum.		BY tyyppi 2B No. 5				
Kitkakerroin μ	0,06	Aaltoisuusluku k	0,00873	rad/m	Kokoonpuristuma	1	mm			
Pas.ankk.liukuma	6	mm	Akt.ankk.liukuma	6	mm	Häntä	700	mm		
Jännitysvoima	215	kN / punos		Jännityslujuus \geq	C20/25	Pinta-ala	1000	m ²		
Huom!	Laskennallisissa venymäarvoissa on huomioitu passiivi- ja aktiiviankkurin lukitusliukumat sekä rakenteen keskimääräinen kimmoinen kokoonpuristuma. Venymän mittatoleranssi on ± 3 mm.									
Rakenne- osa / sijainti	Punos- nro.	Tehokas pituus	Katkaisu- pituus	Laskennallinen venymä		Mitattu venymä			Huom!	
		[m]	[m]	Min.		Max.	0 %	100 %		ΔL
				[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[mm]
Laatta	1	50,2	50,9	321	338	355	700	1038	338	
JPV-1	101	50,2	50,9	321	338	355	700	1050	350	
JPV-1	102	50,2	50,9	321	338	355	700	1060	360	Ylitys!
JPV-1	103	50,2	50,9	321	338	355	700	1080	380	Ylitys!
JPV-1	104	50,2	50,9	321	338	355	700	1040	340	

Kuva 24. Kuvakaappaus jännityspöytäkirjasta (Naulankanta Oy)

Jos venymän arvot eivät osu laskennallisen venymän rajoihin, on jännitystyö keskeytetävä ja neuvotella suunnittelijan kanssa työn jatkamisesta. Venymien toleranssit ovat yksittäisellä jäniteellä 5 % ja samassa poikkileikkauksessa olevan jänneryhmän punoksella 3 %. Lyhyillä jäniteillä ei kuitenkaan vaadita alle 7 mm:n toleranssia. Toleransseista poikkeavissa tapauksissa on suunnittelijan tarkastettava omat laskelmansa todellisilla materiaaliarvoilla ja pituuksilla. Työmaalla on tarkastettava, että on käytetty oikeaa jännitysvoimaa.

Suunnittelijoilta ja työnjohtajilta vaaditaan kohteen vaatimusluokan mukaista pätevyyttä. Jännitetyt rakenteet kuuluvat yleensä poikkeuksellisen vaativaan luokkaan. Poikkeuksena ovat sarjatuotetut esijännitetyt betonielementit. Työnjohtajalla tulee olla vähintään kolmen vuoden kokemus juuri kyseessä olevan jännemenetelmän käytöstä. Talvella jännitystyöhön on kiinnitettävä erityistä huomiota, koska kuluu enemmän aikaa ennen kuin jännevoima tasaantuu. Rakenteen lämpötilan onkin oltava vähintään 5 °C. Jälkihoito on tärkeää myös jälkijännitetyille rakenteille ja suositeltu jälkihoitoluokka onkin luokka 4 eli jälkihoitoa jatketaan siihen asti, kunnes kovettumisaste on 70 % ominaispuristuslujuudesta. (BY 69, 2017)

FISE Oy:n ylläpitämästä rakennusvirhepankista löytyy 6 kappaletta jännitettyihin rakenteisiin liittyviä virheitä, joka yli 10 % kaikista sieltä löytyvistä virheistä. Näitä virheitä

tutkimalla saa hyvän käsityksen, miten monia riskipaikkoja jännitettyjen rakenteiden toteuttamisessa ja niihin liittyvissä rakenteissa on.

3. VAHVISTUSPERIAATTEET

Rakenteen vahvistaminen tulee kyseeseen, kun rakenne on vaurioitunut, tai kuormitukset muuttuvat. Työssä keskitytään vanhojen teollisuuskohteiden vaakarakenteiden kantavuuden parantamiseen. Teollisuusrakennuksissa kuormitukset voivat muuttua useastikin verrattuna muihin rakennustyyppeihin johtuen uusien laitteiden hankinnasta tai toiminnan muutoksesta. Vanhat rakenteet ovat yleensä optimoitu hyvin tarkkaan sen ajan kuormille ja tämä voi aiheuttaa ongelmia rakenteen toiminnassa. Myös muuttuneet suunnittelunormit antavat omat lisämausteensa rakenteen kantavuuden analysointiin. Vahvistushetkellä kuormituksena on vain rakenteiden omat painot. Yleensä vahvistustarpeen tullessa kaikki muuttuvat kuormat on poistettu. Myös pysyvät kuormat on rakennusaikana ajettu minimiin. Näitä voivat olla kiinteät koneet ja laitteet, jotka siirretään vahvistustyön ajaksi.

3.1 Normien historiaa

Ensimmäiset valtakunnalliset normit, jotka koskivat betonirakentamista, tulivat voimaan vuonna 1929. Silloin betoniteräksenä käytettiin Fe37-teräksestä valmistettuja sileitä tankoja, joka vastaa nykypäivänä S235-luokkaa lujuudeltaan. Sallittu jännitys näille teräksille oli 120 MPa. Raudoitetulle betonille oli vähimmäislujuusvaatimus 16 MPa ja suunnittelussa käytettävä sallittu jännitys suurimmillaan 5 MPa. Vuonna 1946 normeissa otettiin harppaus kohti tehokkaampaa materiaalien käyttöä, kun suurimmat sallitut jännitykset nousivat betonilla 10 MPa: iin ja teräksellä 140 MPa: iin. Vasta vuonna 1954, kun seuraavat betoninormit julkaistiin, siirryttiin betonin luokittelussa selvästi eri lujuusluokkiin ja harjateräkselle annettiin oma sallittu jännitys. (RIL 174-4, 1988)

Ongelmat tiivistyivät monesti kunnollisen hakaraudoituksen puutteeseen, koska vanhan normin mukaan ei hakoja tarvittu, jos betonin leikkauskapasiteetti oli riittävä. Lisäksi leikkausraudoituksena tukialueen läheisyydessä, jossa on tasaisen kuorman suurin leikkausvoima, on käytetty aikaisemmin ylösnostettuja pääteräksiä. Näiden leikkauskapasiteetti lasketaan edelleen Suomen rakennusmääräyskokoelman mukaisella kaavalla. Hakoja on käytetty tasaisesti kuormitetuissa rakenteissa lähinnä työteräksinä, jolloin rakenteen keskialueella leikkauskestävyys jää melko heikoksi. Hakaraudoitusta nykyisellä tavalla on alettu käyttää n. 1980 -luvun alussa. Sitä ennen haat olivat sileätä terästä ja toimivat lähinnä työteräksinä. 1990 -luvulla siirryttiin käyttämään 500 MPa teräksiä aiemman 400 MPa sijaan. (Hyhkö, 2017)

Tässä työssä tarkasteltavissa kohteissa erityisiä ongelmia ovat aiheuttaneet kuormitustyyppien muutos tasaisesta kuormasta pistekuormaksi, pistekuormien sijainnin muutokset ja kuormien ripustaminen vanhoihin rakenteisiin. Tasaisella kuormituksella leikkausvoima

on pienimmillään jännevälin keskellä ja kasvaa lähestyttäessä tukea. Pistemäisillä kuormilla suuria leikkausvoimia voi esiintyä myös keskellä jännettä.

3.2 Teollisuuskohhteiden rakenteet

Ennen rakennejärjestelmä varsinkin teollisuusrakennusten välipohjissa sisälsi nykyrakenteisiin verrattuna tiheän sekundääripalkkiverkoston ja ohuen laatan. Näin pienetkin kuormitusten muutokset vaikuttavat moneen rakenteeseen. Palkit ovat olleet jatkuvia ja jokaiselle tuelle ja kentälle on voitu optimoida oma raudoituksensa. Siinä pienikin kuorman muutos voi olla kriittinen ja aiheuttaa vahvistustarpeen.

Tarkempaan tarkasteluun otetaan palkkimantteli ja laatan vahvistus kaarevilla jänteillä. Vahvistukset ovat uusia rakenteita ja ne tutkitaan eurokoodin mukaan.

Jälkijännittämistä on käytetty tähän asti lähinnä siltojen korjauksissa ja kapasiteettien kasvattamisessa. Ilkka Vilonen totesi lisensiaatintutkimuksessaan (2006), että jännittämällä vahvistamiseen sopii parhaiten kotelopalkkisilta, jossa poikkiseiniä avuksi käyttäen saadaan jännevoima siirrettyä vanhaan rakenteeseen. Näissä tapauksissa saadaan hyödynnettyä parhaiten olemassa olevia rakenteita, jos ne kestävät jännittämisen aiheuttamat rasitukset. Tällöin vahvistaminen onnistuu suhteellisen pienillä kustannuksilla, vain murto-osa uuden sillan kustannuksista. Vahvennetun sillan kapasiteetit on kuitenkin saatu samalle tasolle kuin kokonaan uuden sillan kantavuus.

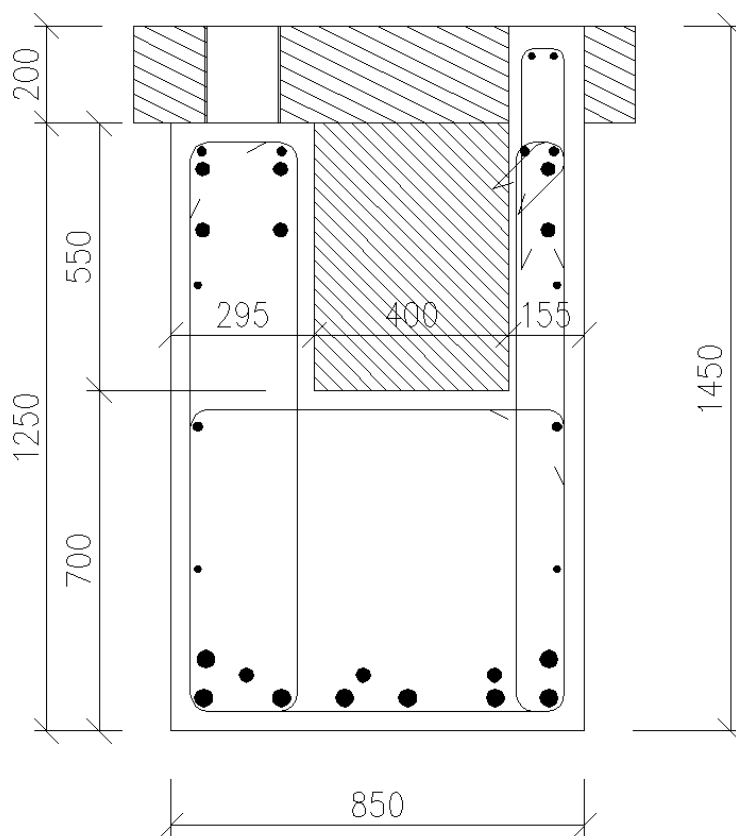
3.3 Palkin vahvistaminen

Vanhan palkin ehkä yleisin vahvistustapa on betonimantteli. Mantteloinnissa palkin kapasiteettia kasvatetaan lisäämällä veto- ja leikkausraudoitusta vanhan rakenteen ympärille tulevaan lisäpoikkileikkaukseen. Ongelmana tässä on saada uusi ja vanha rakenne toimimaan yhdessä. Yhteistoimintaan tarvitaan vahva tartunta rakenteiden rajapintaan. Siihen monesti tarvitaan terästappeja kiinnitettynä kemiallisesti vanhaan rakenteeseen. Pelkkä karhennettu tartuntapinta ei yleensä palkissa ole riittävä. Kemialliset ankkurit ovat kalliita ja hitaita asentaa. Ympärihaoitettu mantteli taas vaatii yläpuolellekin betonivalun, joka tekee korjauksesta suuritöisen. Jos eriaikaan valetut rakenneosat halutaan toimimaan yhdessä, on otettava huomioon kutistuma- ja virumaerot eri-ikäisillä betoneilla. Eri suurista muodonmuutoksista voi syntyä ylimääräisiä huomioitavia lisäjännityksiä. (RIL 174-4, 1988) Tästä johtuen tutkimuksessa jätetään laskennassa huomiotta vanha poikkileikkaus. Jätetään jännityserot ja niiden ratkaisutoimenpiteet jatkotutkimuksen aiheeksi, jos halutaan vielä keventää vahvistusratkaisuja ja huomioida vanha poikkileikkaus kantavana osana uutta poikkileikkausta.

Betonipalkkia voi vahvistaa myös teräspalkilla. Myös tässä on haasteellista saada uusi ja vanha rakenne toimimaan yhdessä. Tällöin kuorma jakautuu profiileille jäykkyyksien suhteessa. Teräspalkin voi asentaa vanhan betonipalkin kylkiin, ylä- tai alapuolelle. Jos

rakenteita ei yhdistetä, kuorma siirtyy varsinkin yläpuolisessa tapauksessa kokonaan teräsprofiilin kautta. Teräsvahvistusten ongelmana on palosuojaus, joka vaatii lisää työvaiheita ja rahaa. (RIL 174-4, 1988)

Tarkoituksena on tutkia, saadaanko kaarevilla jänteillä jälkijännitetyllä vahvistuspoikkileikkauksella lisäkapasiteettia verrattuna raudoitettuun teräsbetoniratkaisuun. Jälkijännitustapauksessa ei huomioida tartuntaa uuden ja vanhan rakenteen välillä, vaan pelkkä uusi poikkileikkaus ottaa uudet kuormat. Tämä siksi, että kunnollisen yhteistoiminnan varmistaminen tapittamalla on kallista ja hankalaa sekä vanhan betonirakenteen puristuslujuus on yleensä alhainen verrattuna nykyään käytettäviin lujuuksiin. Vanha poikkileikkaus toimii kuitenkin vanhalla omalle painolle, koska kuorman mukainen pysyvä muodonmuutos on jo tapahtunut. Näillä pyritään vähentämään suuritöistä kemiallisten ankkurien kiinnittämisen työvaihetta ja sillä tavoin tiputtamaan kustannuksia. Mekaaninen tartunta syntyy joka tapauksessa valuaukkojen ja valupintojen kautta. Alla kuvassa 25 esitettynä vahvistusmantteli, joka on tässä työssä tarkoitus laskennallisesti toteuttaa jälkijännitettynä ilman kiinnitystä vanhaan palkkiin.



Kuva 25. Raudoitettu teräsbetonipalkkimantteli (Pöyry Finland Oy, arkisto)

3.4 Laatan vahvistaminen

Laatan vahvistaminen betonivalulla voi tapahtua koko laatan alueella, tai sitten paikallisia vahvistuspalkkeja valamalla. Laattaa voidaan kasvattaa joko ylä- tai alapuolelta. Alapuolisessa vahvistamisessa on huolehdittava raudoituksen ankkuroinnista ja tartunnasta yläpuoliseen rakenteeseen, esimerkiksi läpipulteilla. Laattarakenteissa ei yleensä tarvita teräsvaarvoja yhteistoiminnan varmistamiseksi alhaisten leikkausjännitysten vuoksi. Vahvistuspalkki voidaan valaa joko tartunnallisena, tai ilman rakenteellista yhteyttä alkupe räiseen rakenteeseen. (RIL 174-4, 1988) Vahvistuskaistan laskenta menee palkkimanttelin laskentaa noudattaen. Paikallisen kaistan valaminen muuttaa laatan rakennemallia ja laattaan voi syntyä haitallisia vetojännityksiä sellaisiin paikkoihin, mihin niitä ei ole suunniteltu, kuten poikittainen veto yläpintaan, tai tavalliseen tapaan tukialueen yläpinnan veto. Vanhan rakenteen raudoitus näitä vastaan pitää tarkistaa.

Teräsprofiilia voi käyttää myös laatan vahvistamiseen. Teräsprofiili toimii laatalle välitukena. Tässä, kuten myös betonipalkissa laatan vahvistajana, tulee todennäköisesti ongelmaksi momenttipinnan muutos. Laatan yläpinnassa tuskin on riittävää vetoraudoitusta tukimomentille, joka aiheuttaa halkeilua tuella. Halkeilun hallitsemiseksi kannattaa tutkia sahasaumaa tukilinjalle, jolloin halkeamat keskittyvät heikompaan poikkileikkaukseen. Tämä kuitenkin muuttaa jatkuvan rakenteen toimintaa, jonka vaikutukset pitää ottaa huomioon viereisissä rakenteissa. (RIL 174-4, 1988)

Tässä työssä tutkitaan laatan vahvistamista jälkijännitetyllä laaatalla, joka kantaa kaiken ulkoisen kuorman. Vahvistuslaatta valetaan vanhan laatan alapuolelle ilman laskennallista ankkurointia vanhaan laattaan. Käytännössä mekaaninen tartunta syntyy taas valupintojen väliin ja valuaukkojen betonivaarnasta. Kokonaisella alapuolisella laaatalla saadaan parannettua myös lävistyskestävyyttä.

4. VAHVISTUSTEN LASKENTA

Työssä on tarkoitus luoda käyttökelpoinen ja muokattava laskentapohja tulevaisuuden käyttöä varten. Laskentapohja toteutetaan MathCAD 15 –ohjelmistolla. Kappaleessa käydään läpi laskentapohjien periaatteet ja laskentajärjestys. Poikkileikkaukset tarkastetaan murtorajatilán kapasiteetin mukaan. Laskennat palkista ja laatasta on esitetty liitteissä.

4.1 Palkkimantteli

Palkkimanttelin laskenta aloitetaan määrittämällä rakenteeseen liittyviä mittoja. Näihin kuuluu betonipoikkileikkauksen mitat, käytettävien betoniterästen halkaisijat ja jänneterästen halkaisija ja pinta-alat, sekä suojabetonipaksuuksia ja tehollisia korkeuksia. Tämän jälkeen kirjataan ylös materiaalitiedot, jotka betonin osalta määräytyvät suurilta osin syötettävän betonin lujuusluokan, kuormitusiän ja sementtilaadun mukaan. Betoni- ja jänneterästen osalta syötetään kimmokerroin ja myötölujuus. Kaikille materiaaleille määritetään myös osavarmuusluvut tässä kohtaa. Seuraavaksi valitaan jänteisiin vedettävä jännitys. Sitten siirrytään palkin kuormitusten kautta jännegeometrian laskemiseen. Yksinkertaisuuden vuoksi pistemäiset palkin kuormat kannattaa muuttaa tasaiseksi kuormaksi suurimman taivutusmomentin mukaan. Tällöin leikkauskestävyys on tarkasteltava erikseen pistekuorman kohdalla.

Mitoituspohja piirtää kuvaajan jänteiden painopisteen kulusta ja määrittää sille kulman muutokset. Jos halutaan tarkastella tilanteita muualla, aktiivi- ja passiivipäässä, pitää antaa haluttu kohta erikseen. Jännegeometriassa huomioitavaa on, että lähtökohtaisesti punosten ankkureiden painopiste on poikkileikkauksen painopisteakselilla, jotta haitallisilta pakkomomenteilta vältytään. Jos ankkurointikohtaa muutetaan, tulee erikseen tarkistaa poikkileikkausten kestävyys jännevoiman epäkeskisyydestä aiheutuneeseen momenttiin.

Jännegeometrian kautta saadaan selville kitkasta aiheutuvat häviöt, kun on selvitetty jännemenetelmän hyväksynnästä tarvittavat parametrit. Myös lukitushäviö ja näiden keskimääräinen vaikutus määritetään tässä vaiheessa punosmäärän tarkemmin määrittämiseksi. Lasketaan yhden jänteen keskimääräinen tasapainottava voima, kun otetaan huomioon kitka- ja lukitushäviöt. Valittaessa tasapainotettavan kuorman osuutta omasta painosta, pitää ottaa huomioon mahdolliset suuret muuttuvat kuormat, jotta murtorajatilassa saadaan riittävä kestävyys. Siksi välillä voi olla kannattavaa valita osuudeksi yli 100 %. Tämän jälkeen voidaan laskea loput jännityshäviöt ja tarkistaa jännitysrajat jännityshetkellä ja lopputilanteessa. Laskentapohja tarkastelee jännevälin poikkileikkaukset puolen metrin välein, joten saadaan kattava kuva jännityksistä eri kohdassa palkkia. Huomioitava

kohta on virumaluvun määrittäminen, joka pitää tarkastaa käsin laskentapohjaan sijoitetusta eurokoodin käyrästä.

Murtomomentin laskenta aloitetaan selvittämällä poikkileikkauksen vaatima minimiteräsmäärä, jonka mukaan valitaan niin sanottu pehmeä raudoitus. Kun teräsmäärä ja jännepunosmäärä ovat selvillä, voidaan selvittää neutraaliakselin korkeus ja näillä tiedoilla saadaan tarkistettua terästen venymä, josta voidaan arvioida murtumisen haurautta. Kestävyys tarkastetaan käyttöasteen ja venymän kautta, tai pelkästään riittävän ylivarmuuden kautta.

Leikkauskestävyyden tarkastelussa ensimmäisenä selvitetään laskennan kannalta oleelliset poikkileikkaussuureet ja jännevoiman aiheuttama keskimääräinen puristusjännitys betonipoikkileikkaukseen. Tarkastetaan pelkän betonin leikkauskestävyys tyyppin 1 ja 2 halkeama-alueilla ja lisätään hakaraudoitusta tarpeen mukaan. Laskentapohja olettaa kaiken pääraudoituksen ankkuroitavan täysin. Leikkausvoiman arvosta vähennetään kaarevan jännteen pystysuuntainen vaikutus. Tarkistetaan myös hakaraudoitetun rakenteen leikkauskestävyys ja puristussauvan kestävyys kautta saatava suurin mahdollinen leikkausvoima. Näistä saadaan oikeat ehdot antamalla määritettyä leikkauskestävyys.

Lopuksi tarkastetaan vielä ankkurointialueen kestävyys. Manuaalisesti syötettäviä arvoja ovat ankkurikappaleen mitat ja kuorman jakaantumispinnan mitat pysty- ja vaakasuunnassa. Myös ankkurien määrä ja sijoitus rakenteessa pitää miettiä tässä kohtaa, jotta halkeavat voimat saadaan laskettua. Seuraavaksi määritetään halkaisuraudoitus ja tarkastetaan niiden käyttöasteet.

Toteutetut palkkimanttelit lasketaan toimivaksi yhtenä poikkileikkauksena ja selvitetään näiden yksinkertaiset momentti- ja leikkauskapasiteetit excel-laskentapohjan avulla.

4.2 Laatan vahvennus

Laatan laskentapohja toimii samalla periaatteella kuin palkkimanttelin laskenta. Laatta tarkastellaan metrin leveänä kaistana ja tasaisella kuormalla. Pistemäiset kuormitukset muutetaan vastaamaan tasaista kuormaa maksimimomentin kautta. Kulku on sama leikkauskestävyyden laskentaan asti. Laatan leikkauskestävyys tarkistetaan ja lähtökohtaisesti laattaa vahvennetaan, jos leikkauskestävyys tulee määrittäväksi tekijäksi. Laatan lävistyskestävyys pitää tarkistaa erikseen, jos kuormitus on pistemäinen.

5. PALKKIVAHVISTUSTEN VERTAILU

Vertaillaan toteutettujen vahvistusrakenteiden kapasiteetteja uusien laskennallisesti tutkittujen jälkijännitettyjen vahvistusten kanssa. Lopuksi tutkitaan vielä, miten kuorman tai jännevälin muutos vaikuttaa käyttöasteisiin ja niiden suhteeseen.

5.1 Palkkimantteli 1, teräsbetonirakenteena toteutettu ratkaisu

Tarkastellaan ensimmäisenä kuvassa 28 esitettyä palkkimanttelia. Manttelin korkeus on 1250 mm ja leveys 850 mm. Vanha palkki sisällä on 550mm korkea ja 400mm leveä (esitetty kuvassa 27). Jänneväli palkilla on noin 7300mm. Raudoituksena manttelilla on alapinnassa 6 kpl halkaisijaltaan 32 mm B500B teräksiä. Toisessa kerroksessa on reunoilla vielä yhdet samankokoiset vetoteräksset. Vetoteräksiä siis kaikkiaan 8T32. Hakoina nelileikkeisiä 12 mm umpihakoja 125 mm välein. Betonilaatuna oli C30/37. Betonipeitteen arvoksi oli annettu 35 m. Kun tätä arvioidaan yhtenä toimivana poikkileikkauksena, taivutuskestävyydeksi saadaan 3023 kNm ja leikkauskestävyydeksi 1655 kN. Taivutusmurto tapahtuu alapinnan terästen vetomurtuman johdosta, kun yläpinnan betoni on plastisessa tilassa. Leikkauskestävyys määräytyy hakojen kapasiteetin mukaan, betonilla olisi puristussauvan kestokyvyn perusteella varaa suurempaankin leikkauskestävyyteen.

5.2 Palkkimantteli 1, jälkijännitetty ratkaisu

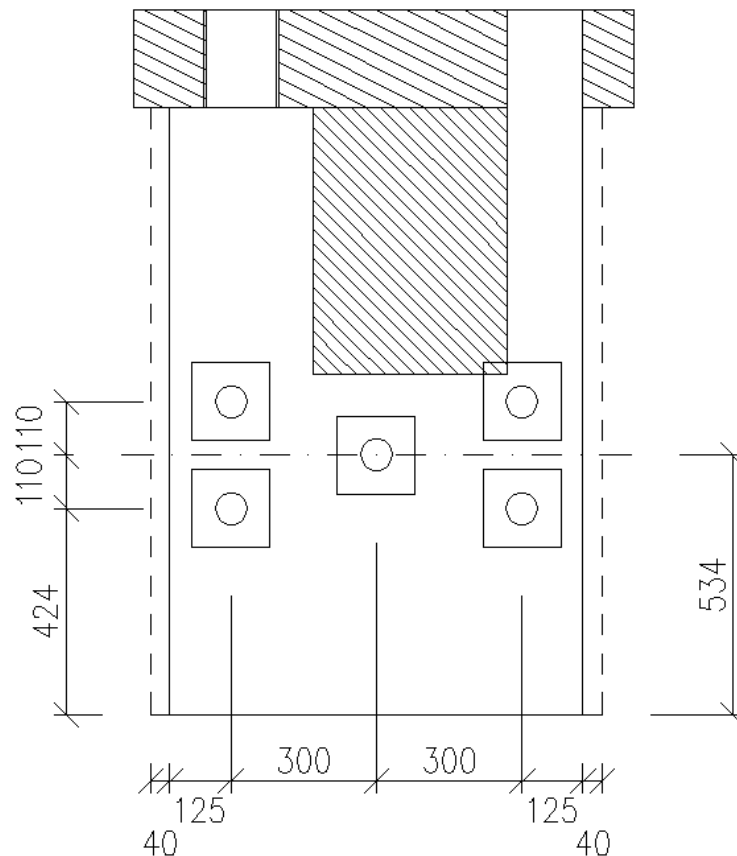
Lähtökohtaisesti verrataan samoilla mitoilla olevaa poikkileikkausta jälkijännitettynä ja raudoitettuna sillä erolla, että vanhaa betonirakennetta ei huomioida laskennassa mitenkään. Jännitys oletetaan siirrettäväksi rakenteelle 21 vuorokauden iässä ja sementtilaatu on tarkennettu nopeasti kovettuvaksi R-tyypin sementiksi. Jänneteräksen lujuudeksi on laskelmissa oletettu 1640/1860MPa ja valittu jännitys mahdollisimman suureksi tasaluvuksi, 1400MPa. Palkin oikea kuormitus on tullut pistemäisistä laitekuormista, mutta ne on muutettu tässä työssä vastaamaan suurimman momentin mukaiseksi tasaiseksi kuormaksi. Vanhaa omaa painoa ei huomioida, koska oletetaan, että vanha rakenne kantaa vanhat kuormat.

Jänneteräksen kitkakerroin on laskennassa valittu luku voidellun muovisen suojaputken mukaan 0,1 ja aaltoisuusluku vaihteluvälin keskeltä 0,07. Todellisuudessa nämä arvot valittaisiin valitun jännemenetelmän käyttöselosteista. Lukitusliukuma on arvioitu 5 mm suuruiseksi. Käytännössä jännemäärään vaikutetaan muuttamalla pysyvän kuorman tasapainotettavaa osuutta. Tässä tapauksessa päädyttiin 80 %:iin, jolla saatiin käyttörajatilan vaatimukset täyttymään. Se ajoi jännemäärän 19 punokseen. Jännevoima kokonaisuudessaan jännityshetkellä oli 3181 kN ja lopputilanteessa 2837 kN. Jännityshäviöt olivat kaiken kaikkiaan 23,8 %. Näillä tiedoilla laskettu rakenne pysyy koko ajan puristettuna.

Eurokoodin vaatima minimiteräsmäärä näin massiivisella poikkileikkauksella vaatii raudoituksen 8T16. Lisäksi murtorajatilán taivutuskestävyys saatiin punokset ja pehmeät teräksiset huomioiden nostettua 4501 kNm:iin. Kapasiteettia momentin suhteen saatiin siis jännittämällä kasvatettua 48,9 %.

Leikkauskapasiteettiin jännittäminen ei laskennallisesti vaikuta, koska eurokoodi ei anna hyödyntää sitä laskelmissa, mutta kaarevan janteen aiheuttama pystysuuntainen voimakomponentti on vastakkaissuuntainen, kuin leikkausvoima, joten pärjätään pienemmällä leikkausraudoituksella. Leikkausraudoitukseksi riittää eurokoodin vaatima minimihäoitus, joka tässä tapauksessa vastaa kaksileikkeistä hakaa T12k300. Betonin puristussäuvan suuntakulmana on laskennassa käytetty arvoa 45°, joka on ankkuroinnin kannalta edullinen. Betonin leikkauskapasiteetti riittää kokonaan vaikuttavalle leikkausvoimalle. Tarvitava leikkausraudoitus tippuu siis alle neljäsosaan alkuperäisestä.

Tässä kohtaa voisi harkita poikkileikkauksen pienentämistä jännitetylle manttelille. Kuitenkin ankkurialueen osalta poikkileikkausta on kasvatettava, jotta viisi nelijänteistä ankkuria saadaan sopimaan hyväksynnän mukaisilla reuna- ja keskiöetäisyyksillä. Kappaleessa 2.6.4 tarkasteltu ankkuri tartunnattomille jänteille vaatii reunaetäisyydeksi vaakasuunnassa 130 mm + betonipeite ja pystysuunnassa 90 mm + betonipeite. Keskiöetäisyydet ankkureiden välillä ovat 300 mm ja 220 mm. Pystysuunnassa poikkileikkauksen koko riittää ankkureiden kahteen kerrokseen. Sivusuunnassa vähimmäisvaatimus 35 mm betonipeitteen kanssa kolmelle ankkuririville on 930 mm. Lisäksi vaikutusalueelle tarvitaan yhteensä 15 kpl halkaisuhakoja, joiden halkaisija on 10 mm. Kuvassa 26 on esitetty ankkureiden sijoittelu. Kuvassa näytetään myös ankkurialueen levitystarve katkoviivalla. Ankkuriryhmän painopiste sijoitetaan poikkileikkauksen painopisteelle, joka on 534 mm:n korkeudella palkin alareunasta.

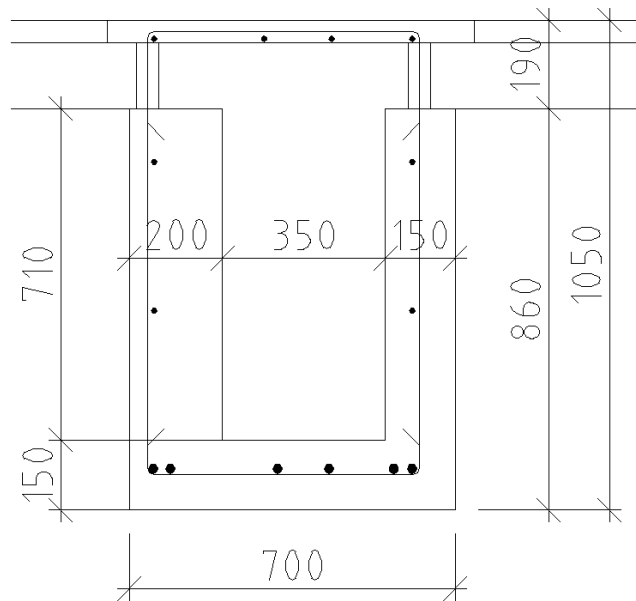


Kuva 26. Ankkureiden sijoitus vahvistuspoikkileikkauksessa

Jänteet kulkevat yksinkertaistetusti paraabelin muodossa. Jänteiden painopiste laskeutuu laskentapohjassa esitetyn yhtälön mukaisesti noin 80 mm korkeuteen ja nousevat vastaavasti takaisin kuvassa 27 osoitettuun asemaan. Jänteet voivat kulkea koko palkin matkan neljän jänteen nipuissa. Ensimmäisen metrin matkalla jänteet lähentyvät toisiaan siten, että väliin jää enää sallittu 40 mm. Jännekulun kuvaaja on piirrettynä laskentapohjaan, joka esitetään liitteessä 1.

5.3 Palkkimanteli 2, teräsbetonirakenteena toteutettu ratkaisu

Toinen palkkimanteli, jota tarkastellaan, on periaatteeltaan hieman erilainen. Tässä on haoitettu mantteli vanhan palkin ympäri ja tehty uusi pintavalu palkkimanttelin päälle. Periaate on esitetty kuvassa 27. Kyseessä on konetason palkki, jota vahvistetaan lisäantyneen laitekuorman takia.



Kuva 27. Toteutettu palkkimantteli (Pöyry Finland Oy arkisto)

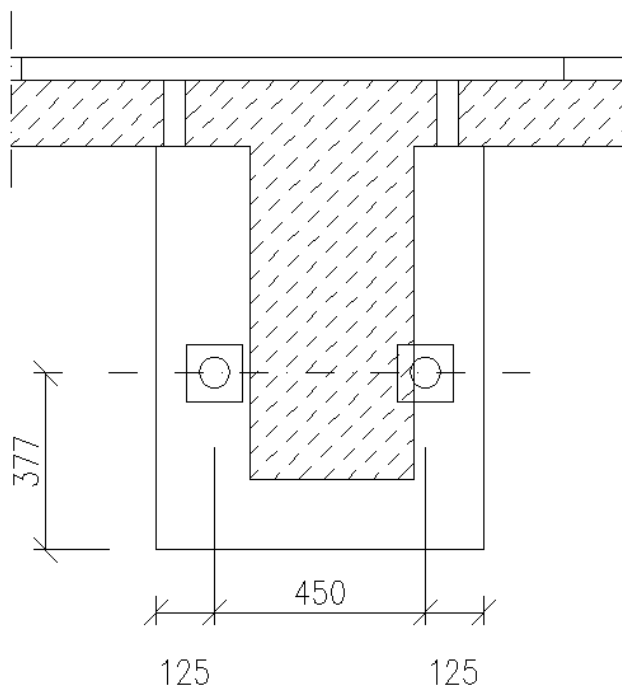
Alapinnan raudoituksena on 6T20 ja yläpinnassa 4T16. Hakoina kaksi vastakkaista U-lenkkiä T12k200. Betoniluokkana on vanha K40, joten käytetään C32/40. Palkin kokonaiskorkeus on 1050mm ja leveys 700mm.

Laskennassa tälle vahvistustavalle saatiin momenttikapasiteetiksi 782 kNm, ja leikkauskapasiteetiksi 440 kN. Taivutusmurto tapahtuu alapinnan terästen vetomurtuman johdosta, kun yläpinnan betoni on elastisessa tilassa. Leikkauskestävyys määräytyy hakojen kapasiteetin mukaan.

5.4 Palkkimantteli 2, jälkijännitetty ratkaisu

Jälkijännitetty rakenne lasketaan 700 mm leveänä ja 860 mm korkeana, josta on vähennetty vanha palkki. Laskennassa oletukset ovat samoja, kuin aiemmin esitettyssä palkkimantteli 1:ssä. Jänneväli on 4950 mm. Kun käytetään Y1860S7 punoksia, jotka ovat halkaisijaltaan 15,3 mm, pärjätään kolmella punoksella, jotta tälle manttelille saadaan samaa luokkaa oleva taivutuskestävyys. Kun punoksia on kolme ja eurokoodin mukainen minimirauditus 5T16, päästään 790 kNm:n kestävyYTEEN ilman, että vaaditaan tartuntateräksiä uuden ja vanhan rakenteen välille. Kokonaisjännevoima jännityshetkellä on 465 kN ja kaikkien häviöiden jälkeen 405 kN. Jännityshäviöt ovat tässä tapauksessa varsin suuret, 31,1 %. Lyhyt jänneväli ja suhteellisen suuri lukitusliukuma (5 mm) vaikuttavat häviöihin paljon. Poikkileikkaus pysyy kevyesti puristettuna koko ajan, eikä suuria jännityseroja synny, joten poikkileikkausta olisi jännitysten puolesta varaa pienentää.

Tarkastelussa olevan betonipoikkileikkauksen leikkauskestävyys riittäisi hyvin, sillä jännteen kaarevuus auttaa laskennassa hyvin, koska kulmanmuutos tulee suhteellisen suureksi lyhyen jännevälin takia. Näin ollen hakarautoitusta voidaan tiputtaa minimiin, joka tässä tapauksessa vastaa T8k300 raudoitusta. Voidaan siis myös leikkauskestävyyden kannalta pienentää manttelin kokoa. Tässä kohtaa ankkurointialuekaan ei vaadi suurempaa pinta-alaa, kun jäniteitä on vain 4. Poikkileikkauksen painopiste on 377 mm:n korkeudella, joten kaksi ankkuria, joissa molemmissa 2 jännettä, sijoitetaan sille korkeudella ylimääräisten momenttien välttämiseksi. Ankkureiden paikat näytetään kuvassa 28.



Kuva 28. Ankkureiden sijoitus palkkimanttelissa 2

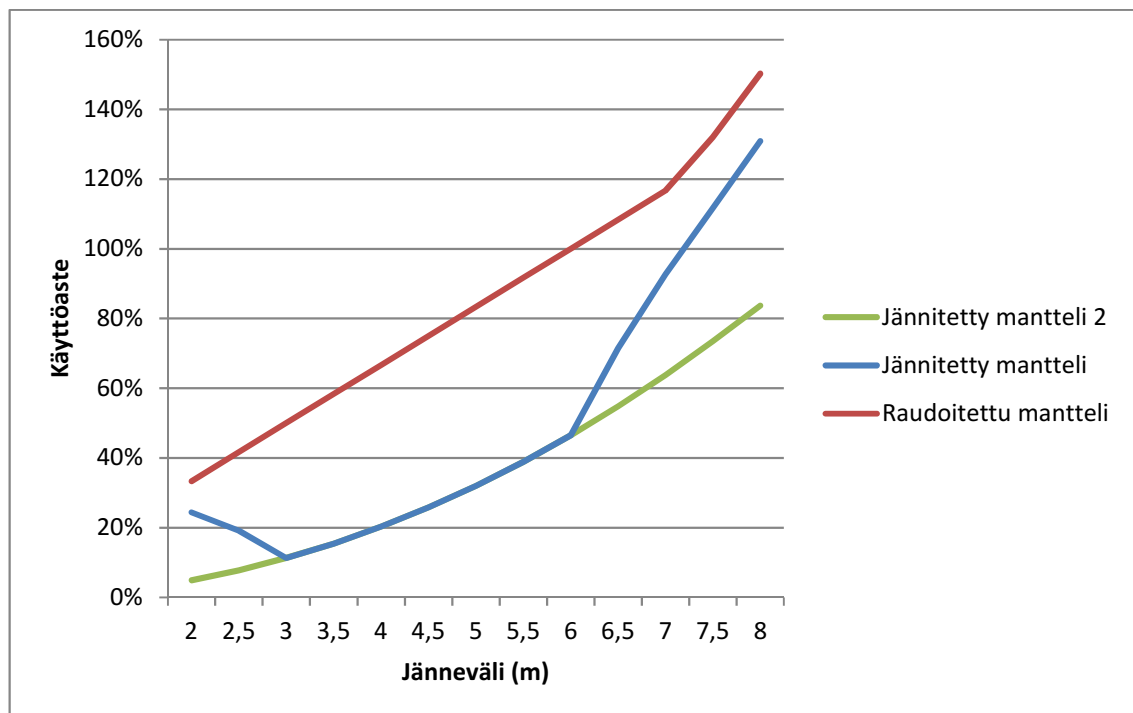
Jännekulku on yksinkertaistettu paraabelin malliin. Jänneet laskeutuvat laskentapohjassa lasketun yhtälön mukaisesti noin 80 mm korkeuteen ja siitä nousevat taas peilikuvana takaisin painopisteelle. Jänneet voivat kulkea koko palkin matkalla kahden kappaleen nip-puina. Jännekulun kuvaaja on piirrettynä laskentapohjaan, joka esitetään liitteessä 2.

5.5 Muuttuva jänneväli

Nyt kun on tarkasteltu palkkimanttelin jännittämistä verrattuna toteutuneeseen raudoitettuun teräsebetonimantteliin ja todettu toimintatapa mahdollisesti kannattavaksi, voidaan tutkia jännevälin muutoksen vaikutusta palkkivahvistuksen käyttöasteisiin. Laskennassa

käytettiin edellä esitettyä palkkimantteli 2:sta. Kuormitus pidettiin vakiona, pysyvää kuormaa 100 kN/m + rakenteen omapaino. Tarkastelu tehtiin murtorajatilan käyttöasteelle, sillä käyttörajatilan käyttöasteisiin vaikuttavat liikaa kuorman luonne, onko se pysyvää vai muuttuvaa, sekä muuttuvan kuorman pitkäaikaisosuus. Siksi kuormitukseksi otettiin selkeä, täysin pysyvä kuorma.

Raudoitus pidettiin muuten samana, mutta jännemäärä optimoitiin käyttörajatilan mukaan tarkasteltavalle kuormalle 4950 mm:n jännevälillä. Punoksia otettiin laskentaan 8 kpl ja ne pidettiin vakiona läpi laskennan. Laskenta tehtiin puolen metrin välein 8 m:in asti ja siitä koostettiin diagrammi, joka esitetään kuvassa 29.



Kuva 29. Jännevälin muutoksen vaikutus käyttöasteeseen

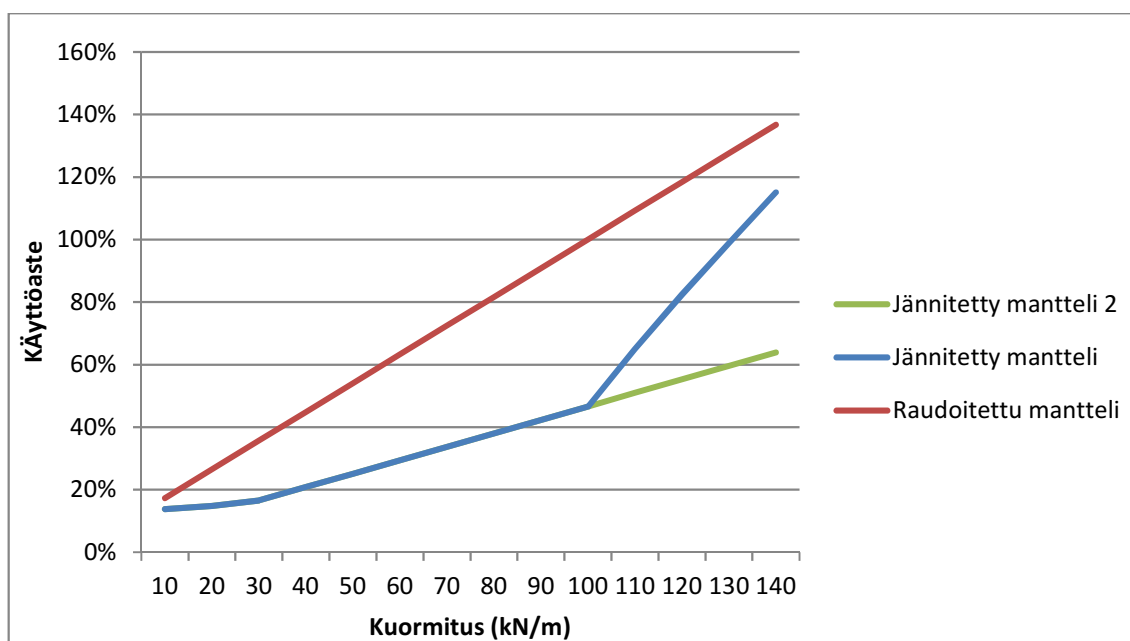
Kuten diagrammista huomataan, jännitetty mantteli antaa jokaisella jännevälillä pienemmän käyttöasteen. Käyttöaste on otettu murtorajatilan leikkaus- tai taivutuskestävyyden mukaan. Jännitetyn manttelin kuvaajassa näkyy kaksi selkeää taitekohtaa. Ensimmäinen taite, 3 m jännevälin jälkeen, selittyy sillä, että leikkauskestävyys ei enää ole määräävä, vaan taivutuskestävyys tulee määrääväksi. Todella lyhyellä jännteellä lukitusliukuman aiheuttama jännityshäviö on suhteellisen suuri. Se vaikuttaa väistämättä myös käyttöasteeseen.

Toinen taite syntyy 6 m jännevälin jälkeen, jonka jälkeen käyttöaste lähtee nousemaan jyrkemmin, johtuen jälleen leikkauskestävyyden määräävyydestä. Jännitettyyn mantteliin vaadittiin vain minimiraudoitus, joten tässä kohtaa betonin leikkauskapasiteetti lähestyy loppuaan ja siksi käyttöaste kohoaa nopeasti. Mitä pidemmäksi jänneväli kasvaa, sitä

enemmän merkitystä on kaarevan jänteen kitkan aiheuttamalla jännityshäviöllä. Sitä vaikutusta on kuitenkin tässä kuvaajassa hankala huomata. Lopussa huomaamme, että käyrät ovat lähes samansuuntaisia, kun molempien leikkauskestävyys määrää molempien käyttöasteet. Ratkaisuiden käyttöasteiden suhteen eroa voisi vielä kasvattaa lisäämällä leikkausraudoitusta. Käytännössä leikkauskapasiteetin ei anneta tulla määrääväksi tekijäksi. Tämä tilanne näytetään kuvaajassa käyrällä ”jännitetty mantteli 2”. Jännitetyn manttelin käyttöaste taivutuksen suhteen saavuttaa 100 % kun jänneväli on 8730 mm. Leikkauksen suhteen 100 % tulee täyteen 7150 mm kohdalla. Raudoitettulla manttelilla käyttöaste täyttyy 6 m:n jännevälillä.

5.6 Muuttuva kuorma

Toinen tarkastelu, jossa muuttujaa vaihdettiin, tehtiin kuorman suhteen. Tässä muut tiedot pysyivät samana, ja jänneväliksi valittiin 6 m, jolla palkki saavutti edellisessä tarkastelussa 100 % käyttöasteen. Laskenta suoritettiin 10 kN:n metrikuormalla ja siitä 10 kN/m:n välein aina 140 kN/m kuormaan asti. Tulosten havainnollistamiseksi koottiin tiedot diagrammiin, joka näkyy alla olevassa kuvassa 30.



Kuva 30. Kuorman muutoksen vaikutus käyttöasteeseen

Kuvasta nähdään, että pienellä kuormalla käyttöasteet ovat hyvin lähellä toisiaan. Perinteisesti raudoitettun manttelin käyttöaste nousee kuorman mukana suoraviivaisesti. Jännitetyllä manttelilla taas nousu on paljon hitaampaa, joskin myös suoraviivaista, ja käyttöasteen kehityksessä tulee jälleen merkittävä muutos siinä kohtaa, kun leikkauskapasiteetti tulee määrääväksi. Tässä tapauksessa se tapahtuu kun kuormana on 100 kN/m. Suurimmillaan suurempi käyttöaste on noin kaksinkertainen. Myös kuorman suhteen tätä eroa

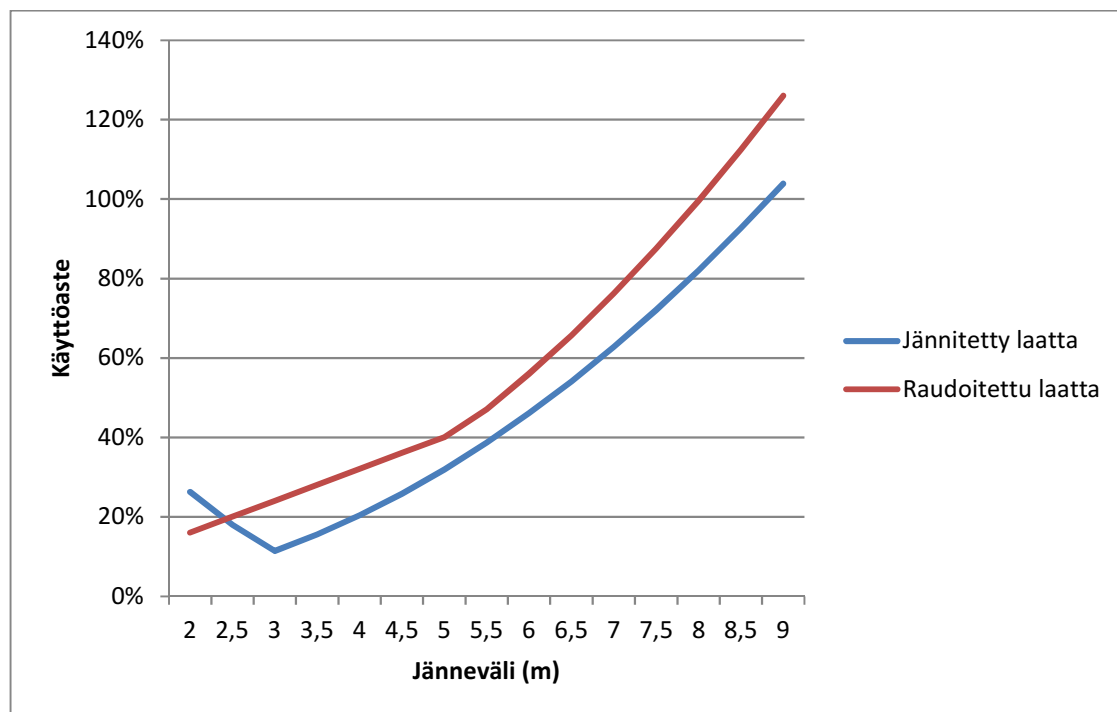
pystyttäisiin vielä kasvattamaan lisäämällä jännitetyn vahvistuksen leikkausraudoitusta, jolla ei tässä vertailussa ole mitään rakenteellista virkaa. Kuvaajan käyrä ”jännitetty mantteli 2” näyttää tilanteen, jos leikkausraudoitusta lisätään siten, että taivutuskestävyys pysyy määräävänä tekijänä. Näin ollen ero käyttöasteissa vain kasvaa, mitä suurempiin kuormiin mennään. Jännitetyn manttelin käyttöaste saavuttaa 100 % rajan leikkauksen suhteen, kun kuorma on 130,5 kN/m ja taivutuksen suhteen 224,5 kN/m kuormalla.

6. LAATTOJEN VAHVISTUSTEN VERTAILU

Tässä luvussa vertaillaan laattojen vahvistamista valamalla laatalle vahvistuskerros alapuolelle, joka raudoitetaan pehmeillä raudoilla ja toimii yhdessä vanhan rakenteen kanssa (myöhemmin raudoitettu laatta), sekä jälkijännitettyä uutta, laskennallisesti itsenäisesti toimivaa laattaa, joka kantaa uudet muuttuneet kuormat vanhan laatan alla. Vanhana rakenteena on 150mm vahva betonilaatta. Uusi vahvistusrakenne on 300 mm korkea.

6.1 Muuttuva jänneväli

Ensin tarkastellaan, miten jännevälin muutos vaikuttaa laatan käyttöasteeseen murtorajatilassa. Tarkasteltavassa raudoitetussa laatussa vetoraudoitus oli T16 k150 ja tästä saadun taivutuskestävyyden perusteella valittiin jänneteräsmääräksi 4 punosta ($d = 15,3\text{mm}$) ja minimiteräsmäärä T10 k150, metrin laattakaistaa kohti. Jotta momenttikestävyys olisi molemmilla suurin piirtein sama, muutettiin laskennalliseen tarkasteluun alkuperäinen vetoraudoitus T16k145. Kuormana tarkastelussa oli omapaino + 10 kN/m pysyvää kuormaa. Jänneväliä muutettiin 0,5 m välein aina 9 m:in asti.

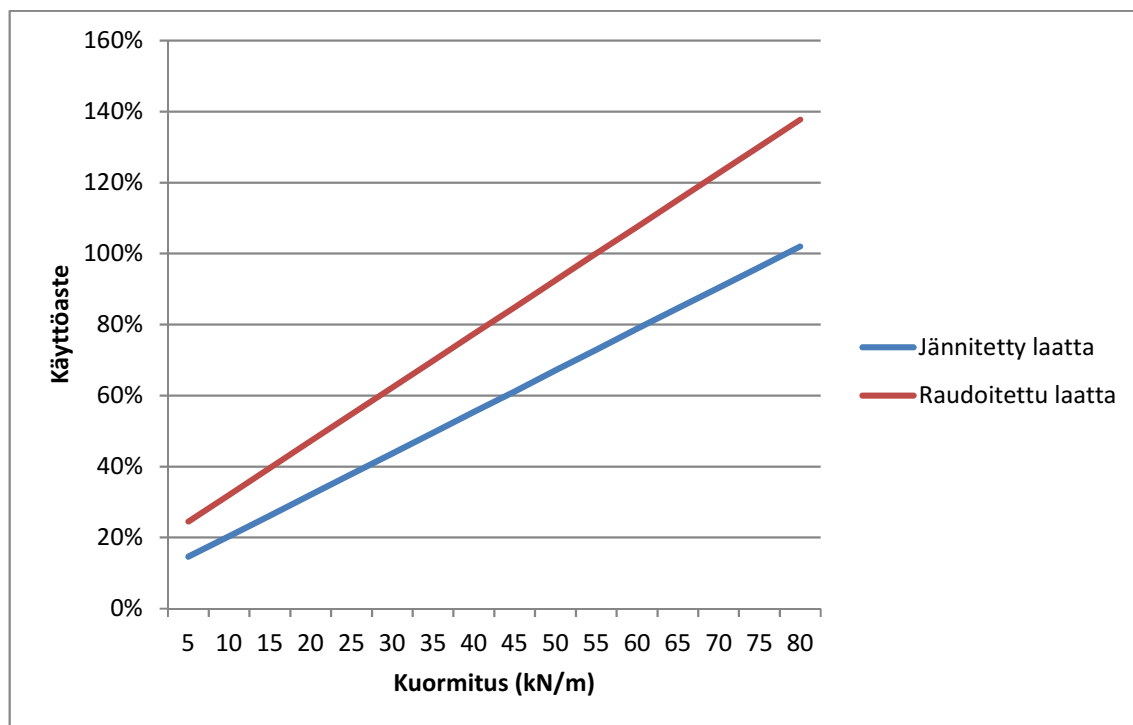


Kuva 31. Jännevälin muutoksen vaikutus laatan vahvistuksen käyttöasteeseen

Kuvasta 31 nähdään, että alussa jälkijännitetty laatta on käyttöasteensa puolesta kovemalla rasituksella, kuin raudoitettu. Tämä johtuu jännevoimasta ja sen pystysuuntaisesta komponentista. Kun jänneväli on lyhyt, tulee jänneeseen suhteellisen suuri kulman muutos, ja näin ollen jännevoimalle tulee suuri pystykomponentti. Pienillä jänneväleillä tämä pystykomponentti on suurempi kuin varsinainen leikkausvoima, ja tämä jännevoiman aiheuttama leikkausrasitus on määräävä tekijä aluksi. Kun jänneväli ylittää 3 m, alkaa taivutusmomentti määrätä laatan käyttöasteen jälkijännitettyssä tapauksessa. 5 m jännevälin kohdalla tapahtuu raudoitettun laatan käyrässä pieni muutos. Tässä kohtaa määräävä käyttöaste muuttuu leikkauskapasiteetin puolelta taivutuskestävyyteen. Laatan käyttöaste saavuttaa 100 % rajan kun jännitetyn laatan jänneväli on 8830 mm ja raudoitettulla laattalla 8020 mm:n kohdalla.

6.2 Muuttuva kuorma

Seuraavaksi tarkasteltiin saman laatan käyttäytymistä kun kuormaa muutetaan. Tarkasteltavaksi jänneväliksi valittiin 4 m:ä. Kuormaa muutettiin 5 kN/m:n välein ja tarkastelu aloitettiin kuormalla 5 kN/m + rakenteen omapaino ja lopetettiin kun molempien käyttöasteen ylitettyä 100 % kuormalla 80 kN/m. Tulokset esitetään diagrammimuodossa kuvassa 32.



Kuva 32. Kuorman muutoksen vaikutus laatan vahvistuksen käyttöasteeseen

Käyttöasteet lähtevät läheltä toisiaan, mutta mitä suuremmaksi kuormaa kasvatetaan, sitä enemmän eroa syntyy. Jännitetyn laatan käyttöaste on vielä alle 75 %, kun raudoitettu laatta on saavuttanut jo 100 %. Käyrissä ei huomata erityisiä taitteita ja muutoksia, vaan ne nousevat suoraviivaisesti eri tahtia ylöspäin. Mitä suuremmaksi kuormitus kasvaa, sitä kannattavammaksi laatan jännittäminen tulee. Jännitetyllä laatalle käyttöaste nousi yli 100 %:n, kun kuormana oli 78,5 kN/m.

6.3 Laattavahvistus suoralla jänteellä

Tarkastellaan edellä esitettyä laattavahvistusta suorilla jänteillä jännitettynä tarkoituksena selvittää pakkomomenttien suuruusluokka muihin kapasiteettiin verrattuna. Jännevoima kaikkien häviöiden jälkeen on 653 kN (4 punosta). Tutkitaan pahinta mahdollista tilannetta, että vanha ja uusi rakenne toimivat tässä tapauksessa betonin vaarnavaikutuksen takia yhtenä 450 mm korkeana rakenteena. Näin ollen jänteiden epäkeskisyys olisi 165 mm. Tämä aiheuttaa tukialueella yläpintaan momentin, joka on suuruudeltaan 71 kNm. Kun laatan raudoitus tuella on T16 k150 ja sen antama momenttikapasiteetti 223 kNm, tarkoittaa jännevoiman epäkeskisyydestä johtuva momentin lisäys epäedullisimmassa tilanteessa yli 31 % käyttöasteen nousua. Tämän jälkeen on arvioitava, kestääkö vanhan laatan yläpinnan raudoitus vahvistetun alueen oman painon ja jännevoiman aiheuttaman pakkomomentin, sekä muualta tulevien kaikkien kuormien aiheuttaman rasituksen. Kokonaiskuormitus tuella pienenee johtuen vahvistuksesta, joka kantaa muut kuormat, paitsi vanhan laatan oman painon. Kuitenkin pakkomomentti on merkittävä, joten raudoituksen riittävyys on tarkastettava.

Pakkomomentin suuruuteen vaikuttaa kuitenkin moni asia. Jänteiden sijoittelu vaikuttaa suoraan epäkeskisyyteen. Jännemäärä ja sitä kautta jännevoima vaikuttaa myös suoraan momenttiin. Vanhan laatan paksuus ja tukialueen raudoitus vaikuttaa kestävyysasteeseen, joten käyttöasteen lisäystäkään ei voi yleistää.

Jos tukialue ei kestä uutta momenttia, on olemassa vaihtoehto, jota voi tutkia tapauskohtaisesti. Tehdään laatan yläpintaan tuelle sahasauma. Tällöin laatan jatkuvuus katkaistaan, laatta halkeaa hallitusti halutusta kohdasta ja raudoituksen ei tarvitse ottaa vastaan tukimomenttia. Yläpinnan betoni kestää tässä tapauksessa juuri ja juuri pakkomomentista syntyvän vetojännityksen. Jos näin toimitaan, on kuitenkin huomioitava vaikutukset viereisiin laattakenttiin. Sahasauma muuttaa niidenkin rakennemallia ja on tutkittava, kestävätkö laatat enää niille tulevia kuormia ilman jatkuvuuden antamaa lisätukea.

7. YHTEENVETO

Vahvistusten vertailu tehtiin kahdella eri tavalla kahdelle eri rakennetyypille. Vertailtiin palkin vahvistusta jännitettynä ja jännittämättömänä sekä muuttuvalla kuormituksella, että muuttuvalla jännevälillä. Vastaava tarkastelu toteutettiin laattarakenteella. Muita parametreja ei muutettu vertailun aikana.

Palkkien raudoitusta pystyttiin vähentämään minimiraudoitukseen. Tämä korvattiin jännepunoksilla. Poikkileikkauksia voidaan pienentää teräsbetonirakenteeseen verrattuna siten, että jänneiden betonipeitevaatimukset kuitenkin täyttyvät. Tartunnattomia jännteitä voidaan niputtaa ETA-hyväksynnän luvalla korkeintaan 4 jänteen nippuihin, joiden leveys on n. 90 mm. Lisäksi ankkureiden reunaetäisyydet asettavat vaatimuksensa poikkileikkauksen kokoon rakenteen päissä. Tämä onkin haastavin osuus jälkijännittämällä vahvistettavien palkkien suunnittelussa. Palkeissa paras hyöty verrattuna teräsbetonimantteihin saadaan irti, kun betonin leikkauskapasiteetti on riittävä leikkausvoimia vastaan. Sen jälkeen ero vaaditussa raudoituksessa alkaa kaventua. Tosin myös kapasiteettien ero jatkaa kasvamistaan, joten on syytä tarkemmin tutkia miten pitkään raudoituksen lisääminen on järkevää. Tähän vaikuttaa myös jännitystyön hinta. Rakenteellisesti jälkijännittämällä vahvistaminen näyttäisi olevan kannattavaa, koska sekä kuorman, että jännevälin kasvaessa ero käyttöasteissakin kasvoi.

Palkkien vahvistuksissa muuttuvan jännevälin tapauksessa edut jälkijännitetyn manttelin hyväksi olivat käyttöasteen erolla mitattuna jopa 30-50 %-yksikköä. Muuttuvalla kuormalla vaihteluväli oli suurempi, mutta tässäkin eroksi saatiin jopa 50 %-yksikköä. Luekat kasvoivat edelleen, kun vertailua jatkettiin sen jälkeen, kun raudoitettu mantteli ylitti 100 % käyttöasteen.

Laattojen vahvistuksissa erot käyttöasteissa eivät olleet niin suuria, kuin palkkien tapauksissa. Mutta varsinkin suurilla kuormituksilla jännitetty laatta näyttäisi olevan kannattava tapa vahvista rakennetta. Laatasta kartoitettiin myös suoran jännevälin käyttöä, joka olisi asennuksen puolesta helpompi, mutta se voi aiheuttaa ongelmia tukialueella, jossa jännevoiman aiheuttama momentti vahvistaa ulkoisten kuormien aiheuttamaa rasiitusta. Lisäksi kaareva jänne auttaa laatan lävistävän pistekuorman hallintaa.

Laatan vahvistuksessa muuttuvan jännevälin suhteen käyttöaste-erot jäivät suurimmillaan hieman yli 10 %-yksikköön. Muuttuvalla kuormalla käyttöasteen eroksi saatiin jopa 30 %-yksikköä, kun molemmat tarkasteltavat tapaukset alittivat 100 % käyttöasteen rajan.

Kaiken kaikkiaan jännittämisellä saadaan monia hyötyjä teollisuuskohteita silmällä pitäen. Jälkijännittäminen laskee vahvistusten raudoitusvaatimuksia, mutta vastaavasti jänneterästen tukeminen ja sitominen tuo lisätyötä. Suurin haaste kuitenkin on

ankkurointialueen toteuttaminen, joka pitää rakentaa erikseen vahvistusalueen ulkopuolelle, jotta halkaisuraudoitus saadaan asennettua vaaditulla tavalla. Lisäksi vahvistusmenetelmien kustannukset ovat arvoitus, koska urakoitsijat eivät ole innokkaita kertomaan hinta-arvioita ilman kunnollisia urakkasuunnitelmia, joiden perusteella hinnoittelu tapahtuu. Jälkijännittämistä kannattaa tarkastella etenkin suurten kuormien alla järeiden vahvistusmantteleiden vaihtoehtoksi.

LÄHTEET

BY 69 (2017) Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa 2017, Vaasa, Suomen Betoniyhdistys ry, 136 s.

BY 201 (2007) Betonitekniikan oppikirja 2004, Tampere, Suomen Betoniyhdistys ry, 570 s.

BY 210 (2006) Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005, Helsinki, Suomen Betoniyhdistys ry. 711 s.

ETA-06/0147, BBR VT CONA CMI – jännemenetelmä tartunnallisille jänteille, eurooppalainen tekninen hyväksyntä, (2016), 58 s. saatavilla http://www.naulankanta.fi/files/KBVT_BBR_ETA-06-0147_CMI_31_EN_Rev5_0916.pdf

ETA-06/0165, BBR VT CONA CMM – jännemenetelmä tartunnattomille jänteille, eurooppalainen tekninen hyväksyntä, (2016), 37 s. saatavilla http://www.naulankanta.fi/files/BBR_ETA-06-0165_CMM_EN_Rev4_0916.pdf

FISE Oy. Rakennusvirhepankki. Saatavilla <http://fise.fi/rakennusvirhepankki/virhekortisto/>

Hyhkö Erkki, Projekti-insinööri, Pöyry Finland Oy, haastattelu 2017

Järvikuona J. (2012) Pysäköintilaitoksen jälkijännitetyn välipohjan suunnittelu tartunnattomin jäntein, Aalto-yliopisto, 136 s.

Kytölä U. (2017) Luentomateriaali, RAK-33210, Jännitetyt betonirakenteet, Tampereen teknillinen yliopisto

Kytölä U./Ryynänen M. (2014) Luentomateriaali, Jännitetyt rakenteet, Tampereen ammattikorkeakoulu, 54 s.

Lindberg R. (2017) Luentomateriaali, RAK-33210, Jännitetyt betonirakenteet, Tampereen teknillinen yliopisto

Naulankanta Oy. Jännityspöytäkirjan malli. Saatavilla www.naulankanta.fi/files/jnnityspytkirja-malli.xlsx

NCCI 2 (2012) Eurokoodin soveltamisohje, Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI2, Liikennevirasto, 112 s.

Paasikallio, K., Mikkola, M. ja Nyman, K-G. (1989) Jännebetonirakenteiden mekaniikka ja mitoitus, 1-luokan betonirakenteiden suunnittelija, Helsinki, Suomenbetoniyhdistys ry. 215 s.

Ranua R. (2014) Jännebetonirakenteen halkeilun hallinta tartunnattomia jänteitä käytettäessä, Tampereen teknillinen yliopisto, rakennetun ympäristön tiedekunta, 107s. saatavilla <https://dspace.cc.tut.fi/dpub/bitstream/handle/123456789/22644/ranua.pdf?sequence=1>

RIL 174-4 (1988), RIL 174-4-1988 Korjausrakentaminen IV, Runkorakenteet, Helsinki, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry, 336 s.

SFS-EN-1992-1-1 (2015) Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki. Suomen standardisointiliitto SFS

SFS NA EN-1992-1-1 (2016) Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Suomen kansallinen liite. Helsinki. Ympäristöministeriö. 15s.

Vilonen I. (2006) Betonirakenteiden vahventaminen jännittämällä, Tampereen teknillinen yliopisto, rakennetun ympäristön tiedekunta, 107 s.

Liite 1

Jälkijännitetty palkkimantteli kaarevalla jänteellä ja tasaisella kuormituksella

Jälkijännitetty rakenne tartunnattomilla kaarevilla jänteillä laskettuna eurokoodin mukaisesti.

Käyttäjän syöttämät arvot

Lopputulokset

LÄHTÖARVOT

Rakenteen mitat

$$b_1 := 850\text{mm}$$

$$b_2 := 295\text{mm}$$

$$b_3 := 155\text{mm}$$

$$h_1 := 700\text{mm}$$

$$h_2 := 1250\text{mm}$$

$$h_3 := 1250\text{mm} \quad h := \max(h_2, h_3)$$

$$L_w := 7650\text{mm}$$

$$c_s := 35\text{mm}$$

$$c_p := 80\text{mm}$$

$$A_c := b_1 \cdot h_1 + b_2 \cdot (h_2 - h_1) + b_3 \cdot (h_3 - h_1) = 0.8\text{m}^2$$

$$\phi_{p.1} := 20\text{mm}$$

$$A_{p.1} := 140\text{mm}^2$$

$$\phi_{pt} := 16\text{mm}$$

$$\phi_h := 12\text{mm}$$

$$d_p := h - c_p - \phi_{p.1} = 1150\text{mm}$$

$$d_s := h - c_s - \phi_h - \frac{\phi_{pt}}{2} = 1195\text{mm}$$

Materiaaliominaisuudet

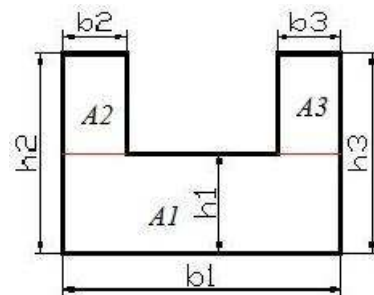
$$f_{ck} := 30\text{MPa}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{MPa} = 2.9\text{MPa}$$

$$f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2\text{MPa}$$

$$f_{cm} := f_{ck} + 8\text{MPa}$$

$$E_{cm} := 22 \left(\frac{f_{cm}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} \text{GPa} = 32.8\text{GPa}$$



Jänneväli

Betoniterästen suojabetonipaksuus

Jänneterästen suojabetonipaksuus
(jännevälin keskellä)

Betonipoikkileikkauksen pinta-ala

Jänneteräksen suojaputken halkaisija

Jänneteräksen pinta-ala

Vetoterästen halkaisija

Hakaterästen halkaisija

Jänneterästen tehollinen korkeus

Betoniterästen tehollinen korkeus

Betonin puristuslujuus

Betonin keskimääräinen vetolujuus

Betonin vetolujuuden 5% fraktiili

Betonin keskimääräinen puristuslujuus

Betonin kimmokerroin

$$t := 21$$

Betonin ikä jännityshetkellä (vrk)

$$\text{sementti} := R$$

Sementtityyppi

$$s := \begin{cases} 0.38 & \text{if sementti} = S = 0.2 \\ 0.25 & \text{if sementti} = N \\ 0.2 & \text{if sementti} = R \end{cases}$$

Sementistä riippuva kerroin

$$f_{ckT} := e^{\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]} \cdot f_{cm} - 8 \text{MPa} = 28.8 \cdot \text{MPa}$$

Betonin puristuslujuus jännityshetkellä

$$f_{cmT} := e^{\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]} \cdot f_{cm} = 36.8 \cdot \text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus jännityshetkellä

$$E_{cmT} := 22 \left(\frac{f_{cmT}}{10 \text{MPa}} \right)^{0.3} \text{GPa} = 32.5 \cdot \text{GPa}$$

Betonin kimmokerroin jännityshetkellä

$$\alpha := \begin{cases} 1 & \text{if } t < 28 \\ \frac{2}{3} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$f_{ctmT} := \left[e^{\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]} \right]^{\alpha} \cdot f_{ctm} = 2.8 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuus ajanhetkellä t

$$\epsilon_{cu3} := 0.35\%$$

Betonin murtopuristuma

$$f_{yk} := 500 \text{MPa}$$

Betoniteräksen myötölujuus

$$E_s := 210 \text{GPa}$$

Betoniteräksen kimmokerroin

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{MPa}$$

Jänneteräksen 0,1% pysyvän venymän raja

$$f_{pk} := 1860 \text{MPa}$$

Jänneteräksen myötöraja

$$E_p := 195 \text{GPa}$$

Jänneteräksen kimmokerroin

$$\gamma_c := 1.35$$

$$\gamma_s := 1.1$$

$$\gamma_p := 1.1$$

Osavarmuusluvut

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18.9 \cdot \text{MPa}$$

Betonin mitoituslujuus

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.5 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 454.5 \cdot \text{MPa}$$

Betoniteräksen mitoituslujuus

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_p} = 1490.9 \cdot \text{MPa}$$

Jänneteräksen mitoituslujuus

$$\sigma_{p0max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \cdot \text{MPa}$$

Suurin sallittu jännitys jännityshetkellä

$$\sigma_{pmax} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1394 \cdot \text{MPa}$$

Suurin sallittu jännitys lopputilanteessa

$$\sigma_p := 1400 \text{MPa}$$

Valittu jännitys jännitettäessä

$$P_{1.0} := A_{p.1} \cdot \sigma_p = 196 \cdot \text{kN}$$

Yhden jänteen valittu voima

Jännitysraajat

$$\sigma_{c0} := -0.6 \cdot f_{ckT} = -17.3 \cdot \text{MPa}$$

Puristusjännitys jännityshetkellä

$$\sigma_{t0} := f_{ctmT} = 2.8 \cdot \text{MPa}$$

Vetojännitys jännityshetkellä

$$\sigma_c := -0.45 f_{ck} = -13.5 \cdot \text{MPa}$$

Puristusjännitys lopputilanteessa

$$\sigma_t := 0 \text{MPa}$$

Vetojännitys lopputilanteessa

Poikkileikkausarvot

$$A_1 := b_1 \cdot h_1 \quad A_2 := b_2 \cdot (h_2 - h_1) \quad A_3 := b_3 \cdot (h_3 - h_1)$$

ks. kuva ylhäällä

$$y_0 := \frac{\left[A_1 \cdot \frac{h_1}{2} + A_2 \cdot \left(\frac{h_2 - h_1}{2} + h_1 \right) + A_3 \cdot \left(\frac{h_3 - h_1}{2} + h_1 \right) \right]}{A_c} = 533.6 \cdot \text{mm}$$

Neutraaliakselin korkeus alareunasta

$$I_1 := \frac{(b_1 \cdot h_1^3)}{12} \quad I_2 := \frac{[b_2 \cdot (h_2 - h_1)^3]}{12} \quad I_3 := \frac{[b_3 \cdot (h_3 - h_1)^3]}{12}$$

$$e_1 := \frac{h_1}{2} - y_0 \quad e_2 := \frac{h_2 - h_1}{2} + h_1 - y_0 \quad e_3 := \frac{h_3 - h_1}{2} + h_1 - y_0$$

$$I_c := I_1 + A_1 \cdot e_1^2 + I_2 + A_2 \cdot e_2^2 + I_3 + A_3 \cdot e_3^2 = 98813132109.3 \cdot \text{mm}^4$$

Poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$$W_a := \frac{I_c}{y_0} = 185180178.1 \cdot \text{mm}^3 \quad W_y := \frac{I_c}{-(h - y_0)} = -137931140.2 \cdot \text{mm}^3$$

Poikkileikkauksen taivutusvastukset

Palkin kuormitukset

$$g_{op} := A_c \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 21.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Palkin omapaino

$$g := 245.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} - g_{op}$$

Muu omapaino

$$q_k := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hyötykuorma

$$\psi_2 := 0.8$$

Hyötykuorman
pitkäaikaisyhdistelykerroin

$$p_d := \max[1.15 \cdot (g_{\text{op}} + g) + 1.5 \cdot q_k, 1.35 \cdot (g_{\text{op}} + g)] = 332 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{k,\text{pa}} := g_{\text{op}} + g + \psi_2 \cdot q_k = 245.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pitkäaikainen kuormitus

$$M_{k,\text{pa}} := \frac{p_{k,\text{pa}} \cdot L^2}{8} = 1798.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Pitkäaikaismomentti

$$M_g := \frac{(g_{\text{op}} + g) \cdot L^2}{8} = 1798.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentti omasta painosta

$$M_{\text{max}} := \frac{(g_{\text{op}} + g + q_k) \cdot L^2}{8} = 1798.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentti omasta painosta

$$M_{\text{Ed}} := \frac{p_d \cdot L^2}{8} = 2428.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{Ed}} := \frac{p_d \cdot L}{2} = 1269.8 \cdot \text{kN}$$

Jännegeometria

Poistetaan yksiköt kertoimien selvitystä varten:

$$y_{\text{alku}} := \frac{y_0}{1\text{m}} = 0.5$$

Jänteen korkeus palkin alussa

$$y_{0.5L} := \frac{c_p + \frac{\phi_{p,1}}{2}}{1\text{m}} = 0.09$$

Jänteen korkeus palkin jännevälän
keskellä

$$y_L := y_{\text{alku}} = 0.5$$

Jänteen korkeus palkin lopussa

$$L_{\text{num}} := \frac{L}{1\text{m}} = 7.7$$

Given

$$c = y_{\text{alku}} \quad \text{c}_{\text{alku}} := y_{\text{alku}}$$

$$\left(\frac{L_{\text{num}}}{2}\right)^2 \cdot a + \frac{L_{\text{num}}}{2} \cdot b + c = y_{0.5L}$$

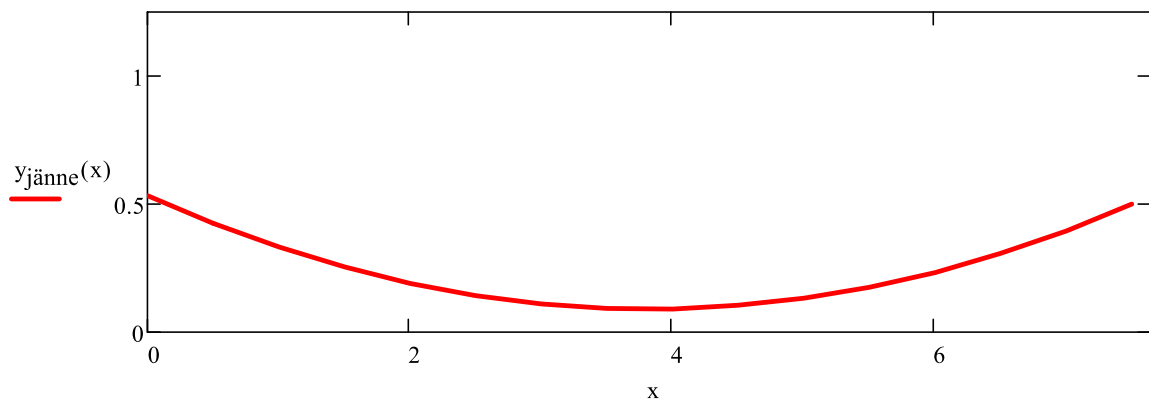
$$L_{\text{num}}^2 \cdot a + L_{\text{num}} \cdot b + c = y_L$$

$$\begin{pmatrix} a \\ b \\ c \end{pmatrix} := \text{Find}(a, b, c) \rightarrow \begin{pmatrix} 0.030320327480629904054 \\ -0.23195050522681876601 \\ 0.53360534124629089 \end{pmatrix}$$

$$x := 0, 0.5 \dots L_{\text{num}}$$

$$y_{\text{jänne}}(x) := a \cdot x^2 + b \cdot x + c$$

Jänteen geometrian yhtälö edellä laskettuihin kertoimiin mukaan



$$x_1 := 0$$

$$x_2 := L_{\text{num}}$$

Kitkahäviön tarkastelukohhta

$$y'(x) := \frac{d}{dx} y_{\text{jänne}}(x) \rightarrow 0.060640654961259808108 \cdot x - 0.23195050522681876601$$

Derivaatan yhtälö

$$kk_1 := y'(x_1) = -0.232$$

Jänteen kulmakerroin palkin päässä

$$kk_x := y'(x_2) = 0.232$$

$$\theta_1 := \text{atan}(kk_1) = -13.059 \cdot \text{deg}$$

Jänteen kulma palkin päässä

$$\theta_x := \text{atan}(kk_x) = 13.059 \cdot \text{deg}$$

Välittömät jännityshäviöt jännemenetelmä:

Jännityshäviöt ennen kuorman tasapainotusta

KITKAHÄVIÖ

$$\mu := 0.1$$

Jänneteräksen kitkakerroin

$$\beta := 0.07$$

Aaltoisuusluku

$$\theta := -(\theta_1 - \theta_x) = 26.118 \cdot \text{deg}$$

Jänteen taivutusten kulmasumma x matkan päässä aktiiviankkurista

$$\Delta P_x(x) := P_{1.0} \cdot [1 - e^{-\mu \cdot (\theta + \beta \cdot x)}]$$

Kitkasta aiheutuvan jännityshäviön funktio

$$\Delta P_k := \Delta P_x(x_2) = 18.5 \cdot \text{kN}$$

Jännevoiman häviö kitkan takia

$$P_L := P_{1.0} - \Delta P_k = 177.5 \cdot \text{kN}$$

Jännevoima passiivipäässä kitkan jälkeen

$$\frac{\Delta P_k}{P_{1.0}} = 9.4 \cdot \%$$

Kitkahäviöprosentti

LUKITUSHÄVIÖ

$$\Delta p := \frac{P_{1.0} - P_L}{L} = 2.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Jännevoiman muutos pituusyksikköä kohti

$$\Delta := 5\text{mm}$$

Lukitusliukuma

$$w := \sqrt{\frac{\Delta \cdot E_p \cdot A_{p.1}}{\Delta p}} = 7.5\text{m}$$

Lukitushäviön vaikutuspituus

$$\Delta P_{Al} := \begin{cases} 2 \cdot \Delta p \cdot w & \text{if } w < L \\ \frac{\Delta \cdot E_p \cdot A_{p.1}}{L} + \Delta p \cdot w & \text{if } w > L \end{cases} = 36.3 \cdot \text{kN}$$

Jännevoiman lukitushäviö aktiiviankkurilla

$$\Delta P_{Pl} := \begin{cases} 0\text{kN} & \text{if } w \leq L \\ \frac{\Delta \cdot E_p \cdot A_{p.1}}{L} - \Delta p \cdot w & \text{if } w > L \end{cases} = 0 \cdot \text{kN}$$

Jännevoiman lukitushäviö passiiviankkurilla

$$P_{m.0} := \begin{cases} \frac{\left(\frac{(2P_{1.0} - \Delta P_{Al}) - \Delta P_x \left(\frac{w}{m} \right)}{2} \cdot w + \frac{2P_{1.0} - \Delta P_x \left(\frac{w}{m} \right) - \Delta P_{Pl}}{2} \cdot (L - w) \right)}{L} & \text{if } w \leq L \\ (P_{1.0} - \Delta P_{Al} + 0.5 \cdot \Delta P_k) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$P_{m.0} = 169 \cdot \text{kN}$$

Keskimääräinen jännevoima kitka- ja lukitushäviön jälkeen yhdessä jänteessä

$$\frac{P_{1.0} - P_{m.0}}{P_{1.0}} = 13.8\%$$

Jännityshäviö prosentti kitka- ja lukitushäviöiden jälkeen

Kuorman tasapainottaminen ja jännevoiman määrittäminen

$$w_{tp} := \frac{8 \cdot P_{m.0} \cdot \left(\frac{h}{2} - c_p \right)}{L^2} = 12.59 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Keskimääräinen tasapainottava ohjausvoima yhtä jännettä kohti

$$\Delta_{loppuarvio} := 15\%$$

Arvio lopuista jännityshäviöistä

$$w_{tp.lask} := w_{tp} - \Delta_{loppuarvio} \cdot w_{tp} = 10.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tasapainottava ohjausvoima arvioitujen häviöiden jälkeen

$$k_{tp} := 80\%$$

Tasapainotettava osuus omasta painosta

$$n_{lask} := \frac{k_{tp} \cdot (g_{op} + g)}{w_{tp.lask}} = 18.38$$

Jänteiden laskennallinen määrä

$$n := \text{ceil}(n_{lask}) = 19$$

Valittu jännemäärä

$$A_p := n \cdot A_{p.1} = 2660 \cdot \text{mm}^2$$

Jänneteräksen pinta-ala

$$P_{\max} := -A_p \cdot \sigma_p = -3724 \cdot \text{kN}$$

Maksimi jännevoima

Loput välittömät jännityshäviöt

BETONIN KIMMOISESTA
KOKOONPURISTUMASTA JOHTUVA HÄVIÖ

$$\Delta\sigma_{c1} := \frac{P_{m,0}}{A_c} = 0.2 \cdot \text{MPa}$$

Yhden punoksen jännittämisen
aiheuttama betonin puristusjännitys

$$j := \frac{n-1}{2 \cdot n} = 0.5$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{j \cdot \Delta\sigma_{c1}}{E_{cmT}} \right) = 28.8 \cdot \text{kN}$$

Eri aikaan jännitettävien jänteiden
aiheuttama häviö. Oletetaan jänteet
jännitettäväksi yksittäin.

Ajasta riippuvat häviöt

BETONIN KUTISTUMAN AIHEUTTAMA HÄVIÖ

$$\epsilon_{ca,1000} := \left(1 - e^{-0.2 \cdot 1000^{0.5}} \right) \cdot \left[2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} \right] = 0.0499 \cdot \text{‰}$$

Sisäinen kutistuma 1000 vrk ikäisenä

$$u := h_2 + b_1 + h_3 = 3350 \cdot \text{mm}$$

Kuivumiselle alttiin poikkileikkauksen
piiri

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 503 \cdot \text{mm}$$

Poikkileikkauksen nimellismitta

$$k_h := \begin{cases} 1.0 & \text{if } h_0 \leq 100 \text{ mm} \\ 0.85 + \left(1 - \frac{h_0 - 100 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \right) \cdot 0.15 & \text{if } 100 \text{ mm} < h_0 \leq 200 \text{ mm} \\ 0.75 + \left(1 - \frac{h_0 - 200 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \right) \cdot 0.1 & \text{if } 200 \text{ mm} < h_0 \leq 300 \text{ mm} \\ 0.7 + \left(1 - \frac{h_0 - 300 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} \right) \cdot 0.05 & \text{if } 300 \text{ mm} < h_0 \leq 500 \text{ mm} \\ 0.7 & \text{if } h_0 > 500 \text{ mm} \end{cases} = 0.7$$

$$\alpha_{ds1} := \begin{cases} 3 & \text{if sementti} = S \\ 4 & \text{if sementti} = N \\ 6 & \text{if sementti} = R \end{cases} = 6$$

$$\alpha_{ds2} := \begin{cases} 0.13 & \text{if sementti} = S \\ 0.12 & \text{if sementti} = N \\ 0.11 & \text{if sementti} = R \end{cases} = 0.11$$

$$\boxed{RH := 50\%}$$

Ympäristön suhteellinen kosteus

$$RH_0 := 100\%$$

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

$$\epsilon_{cd} := k_h \cdot \epsilon_{cd,0} = 0.4675 \cdot \%$$

Kuivumiskutistuma

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca,1000} = 0.0517 \cdot \%$$

Kokonaiskutistuma

RELAKSAATION AIHEUTTAMA HÄVIÖ

$$t_r := 500000$$

Relaksaation tarkasteluhetki (tunteina)

$$\mu_r := \frac{\sigma_p}{f_{pk}} = 0.8$$

$$\Delta \sigma_{pr} := 0.66 \cdot 2.5 \cdot e^{9.1 \cdot \mu_r \cdot \left(\frac{t_r}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_r)}} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_p = 0.6901 \cdot \text{MPa}$$

Relaksaation aiheuttama häviö

VIRUMASTAAIHEUTUNUT HÄVIÖ

$$t = 21$$

$$h_0 = 503 \cdot \text{mm}$$

$$\varphi := 2$$

Virumaluku käyrästä määritettynä

PITKÄAIKAISHÄVIÖT YHTEENSÄ

$$e_p := \left[y_0 - \left(y_{j\ddot{a}nne} \cdot \left(\frac{L_{num}}{2} \right) \right) \right] m = 443.6 \cdot \text{mm}$$

Jätteen etäisyys painopisteeltä

$$\sigma_{c,QP} := \frac{P_{max}}{A_c} + \frac{P_{max} \cdot e_p^2}{I_c} + M_{k,pa} \cdot \frac{e_p}{I_c} = -3.8 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta P_{csr} := A_p \cdot \frac{\epsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi \cdot |\sigma_{c,QP}|}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot e_p^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi)} = 343.8 \cdot \text{kN}$$

Ajasta riippuvat jännityshäviöt

$$P_1 := -n \cdot P_{m,0} + \Delta P_{el} = -3182.1 \cdot \text{kN}$$

Jännevoima välittömien häviöiden jälkeen

$$P_2 := -n \cdot P_{m,0} + \Delta P_{csr} + \Delta P_{el} = -2838.3 \cdot \text{kN}$$

Jännevoima lopputilanteessa kaikkien häviöiden jälkeen

$$1 - \frac{P_2}{P_{max}} = 23.8 \cdot \%$$

Jännityshäviöt prosentteina

Jännitysrajojen tarkastus

Jännitysrajaehdot täyttyvät, jos tulos on 1, jos tulos on 0, rakennetta muutettava.

$$Mg(x) := \frac{1}{2} \cdot (g_{op} + g) \cdot L \cdot x \cdot m - (g_{op} + g) \cdot \frac{(x \cdot m)^2}{2}$$

$$\sigma_{a0}(x) := \frac{P_1}{A_c} + \frac{P_1 \cdot [y_0 - (y_{j\ddot{a}nne}(x))m] + Mg(x)}{W_a}$$

x =	$\sigma_{a0}(x) =$	$\sigma_{a0}(x) \geq \sigma_{c0} =$
0	-3.8 ·MPa	1
0.5	-3.3	1
1	-2.8	1
1.5	-2.5	1
2	-2.2	1
2.5	-1.9	1
3	-1.8	1
3.5	-1.7	1
4	-1.7	1
4.5	-1.8	1
5	-1.9	1
5.5	-2.1	1
6	-2.4	1
6.5	-2.7	1
7	-3.1	1
7.5	-3.6	1

Alareunan jännitys jännitystilanteessa

$$\sigma_{y0}(x) := \frac{P_1}{A_c} + \frac{P_1 \cdot [y_0 - (y_{j\ddot{a}nne}(x))m] + Mg(x)}{W_y}$$

x =	$\sigma_{y0}(x) =$	$\sigma_{y0}(x) \leq \sigma_{t0} =$
0	-3.8 · MPa	1
0.5	-4.5	1
1	-5.1	1
1.5	-5.5	1
2	-5.9	1
2.5	-6.2	1
3	-6.5	1
3.5	-6.6	1
4	-6.6	1
4.5	-6.5	1
5	-6.3	1
5.5	-6	1
6	-5.7	1
6.5	-5.2	1
7	-4.7	1
7.5	-4	1

Yläreunan jännitys jännitystilanteessa

$$M_{\max}(x) := \frac{1}{2} \cdot (g_{\text{op}} + g + q_k) \cdot L \cdot x \cdot m - (g_{\text{op}} + g + q_k) \cdot \frac{(x \cdot m)^2}{2}$$

$$\sigma_a(x) := \frac{P_2}{A_c} + \frac{P_2 \cdot [y_0 - (y_{\text{jänne}}(x))m] + M_{\max}(x)}{W_a}$$

x =	$\sigma_a(x) =$	$\sigma_a(x) \leq \sigma_t =$
0	-3.4 · MPa	1
0.5	-2.7	1
1	-2	1
1.5	-1.5	1
2	-1.1	1
2.5	-0.8	1
3	-0.6	1
3.5	-0.5	1
4	-0.5	1
4.5	-0.5	1
5	-0.7	1
5.5	-1	1
6	-1.4	1
6.5	-1.9	1
7	-2.5	1
7.5	-3.1	1

Alareunan jännitys lopputilanteessa

$$\sigma_{y(x)} := \frac{P_2}{A_c} + \frac{P_2 \cdot [y_0 - (y_{j\ddot{a}nne(x)})m] + M_{max(x)}}{W_y}$$

x =	$\sigma_{y(x)} =$	$\sigma_{y(x)} \geq \sigma_d =$
0	-3.4 · MPa	1
0.5	-4.3	1
1	-5.1	1
1.5	-5.8	1
2	-6.4	1
2.5	-6.8	1
3	-7.1	1
3.5	-7.3	1
4	-7.3	1
4.5	-7.2	1
5	-6.9	1
5.5	-6.5	1
6	-6	1
6.5	-5.4	1
7	-4.6	1
7.5	-3.7	1

Yläreunan jännitys lopputilanteessa

Taivutuskestävyys MRT

$$\lambda := 0.8$$

Eurokoodin antama kerroin

$$A_{s,min} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_1 \cdot d_s, 0.0013 \cdot b_1 \cdot d_s \right) = 1529.9 \cdot \text{mm}^2$$

Poikkileikkauksen minimiteräsmäärä

$$n_s := 8$$

Päätankojen lukumäärä

$$A_s := n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{pt}}{2} \right)^2 = 1608.5 \cdot \text{mm}^2$$

Valittu betoniteräsmäärä

$$A_s \geq A_{s,min} = 1$$

$$b_{eff} := b_2 + b_3 = 450 \cdot \text{mm}$$

Tehollinen puristuspinnan leveys

$$\eta := 1$$

Eurokoodin antama kerroin

$$\Delta\sigma_{ULS} := 50 \text{ MPa}$$

Jännityslisäys tartunnattoman jänteen takia

$$\sigma_{pd} := \min \left(\frac{-P_2}{f_{pd} \cdot \frac{\gamma_p}{A_p}} + \Delta\sigma_{ULS} \right) = 1020 \cdot \text{MPa}$$

Tehollinen jännitys

$$x_n := \frac{A_p \cdot \sigma_{pd} + A_s \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b_{eff} \cdot \eta \cdot f_{cd}} = 506.5 \cdot \text{mm}$$

Neutraaliakselin korkeus

$$M_{Rd} := \left(d_p - \frac{\lambda \cdot x_n}{2} \right) \cdot A_p \cdot f_{pd} + \left(d_s - \frac{\lambda \cdot x_n}{2} \right) \cdot A_s \cdot f_{yd} = 4482.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Murtorajitilan momenttikapasiteetti

$$\epsilon_s := \frac{\epsilon_{cu3} \cdot (d_s - x_n)}{x_n} = 0.476\% \quad \epsilon_s \geq \frac{f_{yd}}{E_s} = 1$$

Betoniterästen myötäämisen tarkistus

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 54.2\%$$

$$\sigma_{c2} := \frac{P_2}{A_c} = -3.4 \cdot \text{MPa}$$

Keskeinen puristusjännitys

$$M_{cr} := (f_{ctm} + \sigma_{c2}) \cdot W_a = 1160.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Halkeilumomentti

$$M_{Rd} \geq 1.15 \cdot M_{cr} = 1$$

Kestävyys :=	$\text{"OK" if } \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \geq 1.5 \vee \left(\epsilon_s \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \wedge \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1 \right) = \text{"OK"}$
	$\text{"EI RIITÄ" otherwise}$

Leikkauskestävyys MRT

$$b_w := \begin{cases} b_1 & \text{if } y_0 \leq h_1 \\ (b_2 + b_3) & \text{if } y_0 \geq h_1 \end{cases} = 850 \cdot \text{mm}$$

$$S_n := \begin{cases} b_2 \cdot (h_2 - h_1) \cdot \left(\frac{h_2 - h_1}{2} \right) + b_3 \cdot (h_3 - h_1) \cdot \left(\frac{h_3 - h_1}{2} \right) + b_1 \cdot (h_1 - y_0) \cdot \frac{h_1 - y_0}{2} & \text{if } y_0 \leq h_1 \\ b_2 \cdot (h_2 - y_0) \cdot \left(\frac{h_2 - y_0}{2} \right) + b_3 \cdot (h_3 - y_0) \cdot \left(\frac{h_3 - y_0}{2} \right) & \text{if } y_0 \geq h_1 \end{cases}$$

$$S_n = 79829552.5 \cdot \text{mm}^3$$

Neutraaliakselin yläpuolinen staattinen momentti

$$\alpha_1 := 1$$

Tartunnattomien jänteiden kerroin

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{-0.9P_2}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = 3 \cdot \text{MPa}$$

Keskeinen puristusjännitys

$$V_{Rd.c1} := \frac{I_c \cdot b_w}{(S_n)} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 2745.5 \cdot \text{kN}$$

Leikkausraudoittamattoman poikkileikkauksen leikkauskestävyys tyypin 1 halkeama-alueella

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{200 \frac{\text{mm}}{d_s}}, 2 \right) = 1.4$$

$$\rho_1 := \min \left(\frac{A_s}{b_w \cdot d_s}, 0.02 \right) = 0.002$$

$$k_1 := 0.15$$

$$V_{Rd.c2} := \left(C_{Rd.c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d_s = 782.8 \cdot \text{kN}$$

Kaikki vetoteräksset ankkuroitava kokonaan!!

Leikkausraudoittamattoman poikkileikkauksen leikkauskestävyys tyyppin 2 halkeama-alueella

$$M_d(x) := \frac{1}{2} \cdot p_d \cdot L \cdot x \cdot m - p_d \cdot \frac{(x \cdot m)^2}{2}$$

$$\sigma_{ad}(x) := \frac{0.9P_2}{A_c} + \frac{0.9P_2 \cdot [y_0 - (y_{j\ddot{a}nne}(x))m]}{W_a} + M_d(x)$$

$$V_d(x) := \left| \frac{1}{2} \cdot p_d \cdot L - p_d \cdot x \cdot m \right| + 0.9 \cdot P_2 \cdot \sin(|\text{atan}(y'(x))|)$$

x =	$\sigma_{ad}(x) =$	$\sigma_{ad}(x) \leq f_{ctd} =$	$V_d(x) =$
0	-3 · MPa	1	692.6 · kN
0.5	-1.3	1	598.9
1	0.1	1	506.5
1.5	1.4	1	415.2
2	2.4	0	324.9
2.5	3.1	0	235.3
3	3.6	0	146.2
3.5	3.9	0	57.6
4	3.9	0	31
4.5	3.7	0	119.6
5	3.3	0	208.5
5.5	2.6	0	297.9
6	1.7	0	388
6.5	0.5	1	479
7	-0.9	1	571
7.5	-2.5	1	664.3

Halkeamatyyppi 1, kun 3 sarakkeessa tulos on 1, ja halkeamatyyppi 2, kun sarakkeen tulos on 0.

$$V_{Rd.c1} = 2745.5 \cdot \text{kN}$$

Halkeamatyyppin 1 alueen betonin leikkauskestävyys

$$V_{Rd.c2} = 782.8 \cdot \text{kN}$$

Halkeamatyyppin 2 alueen betonin leikkauskestävyys

$$V_{Ed1} := V_d(0) = 692.6 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed1} \leq V_{Rd.c1} = 1$$

Leikkauskestävyyden tarkitus

$$V_{Ed2} := V_d(x_{L1}) = 405 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed2} \leq V_{Rd.c2} = 1$$

Leikkausraudoitus :=	"minimiraudoitus" if $V_{Ed1} \leq V_{Rd.c1} \wedge V_{Ed2} \leq V_{Rd.c2}$ = "minimiraudoitus"
	"laskettava" otherwise

$$A_{sw.min} := \frac{0.08 \cdot b_w \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \text{ MPa}}}{f_{yk}} = 744.9 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimihakojen teräspinta-alavaatimus

$$s_{haka} := 125 \text{ mm}$$

Hakajako

$$n_h := 4$$

Hakojen leikemäärä

$$\theta_p := 45 \text{ deg}$$

Puristussauvan suuntakulma (25-45)

$$A_{sw.lask} := \frac{V_{Ed1}}{0.9 \cdot d_s \cdot 0.8 \cdot f_{yk} \cdot \cot(\theta_p)} = 1609.9 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Leikkausvoiman vaatima hakamäärä

$$A_{sw} := \frac{1}{s_{haka}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2 \cdot n_h = 3619.1 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Todellinen hakojen teräspinta-ala

$$A_{sw.vaad} := \begin{cases} A_{sw.min} & \text{if Leikkausraudoitus} = \text{"minimiraudoitus"} \\ A_{sw.lask} & \text{otherwise} \end{cases} = 744.9 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sw} \geq A_{sw.vaad} = 1$$

Hakaraudoituksen riittävyys

$$V_{Rd.s} := A_{sw} \cdot 0.9 \cdot d_s \cdot 0.8 \cdot f_{yk} \cdot \cot(\theta_p) = 1556.9 \cdot \text{kN}$$

Haoitetun rakenteen leikkauskestävyys
jos betonin kapasiteetti ei riitä

$$\alpha_{cw} := \begin{cases} \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0 \text{ MPa} < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd} \\ \left[2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right)\right] & \text{if } 0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} = 1.2$$

$$v_1 := \begin{cases} 0.6 & \text{if } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \\ \left(0.9 - \frac{f_{ck}}{200 \text{ MPa}}\right) & \text{otherwise} \end{cases} = 0.6$$

$$V_{Rd.max} := \frac{b_w \cdot 0.9 \cdot d_s \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta_p) + \tan(\theta_p)} = 6011.9 \cdot \text{kN}$$

Maksimi leikkauskestävyys

$$V_{Ed1} \leq V_{Rd.c1} \leq V_{Rd.max} = 1$$

$$V_{Ed2} \leq V_{Rd.c2} \leq V_{Rd.max} = 1$$

$$V_{Ed1} \leq V_{Rd.s} \leq V_{Rd.max} = 1$$

$$V_{Ed2} \leq V_{Rd.s} \leq V_{Rd.max} = 1$$

Ankkurointialueen suunnittelu

$$a_{1,v} := 50\text{mm}$$

Ankkurikappaleen sivumitta
tarkastelusuunnassa

$$a_{2,v} := 150\text{mm}$$

Jakaantumispinnan sivumitta
tarkastelusuunnassa

$$F_{t,v.1} := \frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{a_{1,v}}{a_{2,v}} \right) \cdot \left(1.2 \cdot P_{m.0} + \frac{\cot(\theta_p)}{2} \cdot V_{Ed1} \right) = 36.8 \cdot \text{kN}$$

Yhden ankkurin aiheuttama halkaiseva
voima

$$a_{1,p} := 100\text{mm}$$

Ankkurikappaleen sivumitta
tarkastelusuunnassa

$$a_{2,p} := 300\text{mm}$$

Jakaantumispinnan sivumitta
tarkastelusuunnassa

$$F_{t,p.1} := \frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{a_{1,p}}{a_{2,p}} \right) \cdot \left(1.2 \cdot P_{m.0} + \frac{\cot(\theta_p)}{2} \cdot V_{Ed1} \right) = 36.8 \cdot \text{kN}$$

Yhden ankkurin aiheuttama halkaiseva
voima

$$n_{a,p} := 4$$

Ankkurivien lukumäärä pystysuunnassa

$$n_{a,v} := 5$$

Ankkurivien lukumäärä
vaakasuunnassa

$$F_{t,v} := n_{a,v} \cdot F_{t,v.1} = 184.2 \cdot \text{kN}$$

Halkaisuvoima vaakasuunnassa

$$F_{t,p} := n_{a,p} \cdot F_{t,p.1} = 147.3 \cdot \text{kN}$$

Halkaisuvoima pystysuunnassa

$$A_{s,h,v} := \frac{F_{t,v}}{300\text{MPa}} = 613.9 \cdot \text{mm}^2$$

Vaakasuuntaisen halkaisuvoiman
vaatima radoitus

$$A_{s,h,p} := \frac{F_{t,p}}{300\text{MPa}} = 491.1 \cdot \text{mm}^2$$

Pystysuuntaisen halkaisuvoiman
vaatima radoitus

$$\phi_{hh} := 10\text{mm}$$

Halkaisuhakojen halkaisija

$$n_p := 4$$

Halkaisuhakojen lukumäärä
pystysuuntaiseen halkaisuvoimaan

$$n_v := 5$$

Halkaisuhakojen lukumäärä
vaakasuuntaiseen halkaisuvoimaan

$$A_{shp} := n_p \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{hh}}{2} \right)^2 = 628.3 \cdot \text{mm}^2$$

Pystyhakojen pinta-ala

$$A_{shv} := n_v \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{hh}}{2} \right)^2 = 785.4 \cdot \text{mm}^2$$

Vaakahakojen pinta-ala

$$\frac{A_{s,h,v}}{A_{shv}} = 78.2\%$$

$$\frac{A_{s,h,p}}{A_{shp}} = 78.2\%$$

$$A_{c0} := a_{1,v} \cdot a_{1,p} = 5000 \cdot \text{mm}^2$$

Paikallisen puristuksen vaikutusala

$$A_{c1} := a_{2,v} \cdot a_{2,p} = 45000 \cdot \text{mm}^2$$

Paikallisen puristuksen jakaantumisala

$$f_{cdT} := 0.85 \cdot \frac{f_{ckT}}{\gamma_c} = 18.2 \cdot \text{MPa}$$

$$F_{Rdu} := A_{c0} \cdot f_{cdT} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 272.4 \cdot \text{kN}$$

Paikallinen puristuskapasiteetti

$$\frac{1.2P_{m.0} + \frac{\cot(\theta_p)}{2} \cdot V_{Ed1}}{F_{Rdu}} = 81.1\%$$

$$F_{pvd} := -0.04 \cdot 1.2 \cdot P_1 = 152.7 \cdot \text{kN}$$

Poikittainen vetovoima rakenteen
päässä

$$A_{spv} := \frac{F_{pvd}}{300 \text{MPa}} = 509.1 \cdot \text{mm}^2$$

Poikittaisen vetovoiman vaatima
hakarautoitus

$$n_{pv} := 4$$

Hakojen lukumäärä

$$A_{spv.val} := n_{pv} \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{hh}}{2} \right)^2 = 628.3 \cdot \text{mm}^2$$

Valittu hakojen pinta-ala

$$\frac{A_{spv}}{A_{spv.val}} = 81\%$$

Liite 2

Jälkijännitetty palkkimantteli kaarevalla jänteellä

Jälkijännitetty rakenne tartunnattomilla kaarevilla jänteillä laskettuna eurokoodin mukaisesti.

Käyttäjän syöttämät arvot

Lopputulokset

LÄHTÖARVOT

Rakenteen mitat

$$b_1 := 700\text{mm}$$

$$b_2 := 200\text{mm}$$

$$b_3 := 150\text{mm}$$

$$h_1 := 150\text{mm}$$

$$h_2 := 860\text{mm}$$

$$h_3 := 860\text{mm}$$

$$h := \max(h_2, h_3)$$

$$L_w := 4950\text{mm}$$

$$c_s := 35\text{mm}$$

$$c_p := 70\text{mm}$$

$$A_c := b_1 \cdot h_1 + b_2 \cdot (h_2 - h_1) + b_3 \cdot (h_3 - h_1) = 0.4\text{m}^2$$

$$\phi_{p.1} := 15.3\text{mm}$$

$$A_{p.1} := 140\text{mm}^2$$

$$\phi_{pt} := 16\text{mm}$$

$$\phi_h := 8\text{mm}$$

$$d_p := h - c_p - \phi_{p.1} = 774.7\text{mm}$$

$$d_s := h - c_s - \phi_h - \frac{\phi_{pt}}{2} = 809\text{mm}$$

Materiaaliominaisuudet

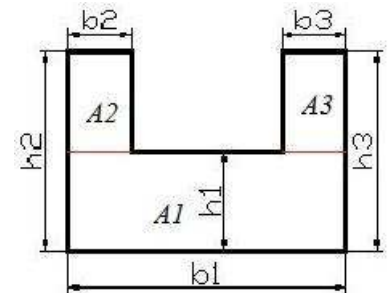
$$f_{ck} := 35\text{MPa}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{MPa} = 3.2\text{MPa}$$

$$f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.2\text{MPa}$$

$$f_{cm} := f_{ck} + 8\text{MPa}$$

$$E_{cm} := 22 \left(\frac{f_{cm}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} \text{GPa} = 34.1\text{GPa}$$



Jänneväli

Betoniterästen suojabetonipaksuus

Jänneterästen suojabetonipaksuus
(jännevälin keskellä)

Betonipoikkileikkauksen pinta-ala

Jänneteräksen halkaisija

Jänneteräksen pinta-ala

Vetoterästen halkaisija

Hakaterästen halkaisija

Jänneterästen tehollinen korkeus

Betoniterästen tehollinen korkeus

Betonin puristuslujuus

Betonin keskimääräinen vetolujuus

Betonin vetolujuuden 5% fraktiili

Betonin keskimääräinen puristuslujuus

Betonin kimmokerroin

$$t := 7$$

Betonin ikä jännityshetkellä (vrk)

$$\text{sementti} := R$$

Sementtityyppi

$$s := \begin{cases} 0.38 & \text{if sementti} = S = 0.2 \\ 0.25 & \text{if sementti} = N \\ 0.2 & \text{if sementti} = R \end{cases}$$

Sementistä riippuva kerroin

$$f_{ckT} := e^{\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]} \cdot f_{cm} - 8 \text{MPa} = 27.2 \cdot \text{MPa}$$

Betonin puristuslujuus jännityshetkellä

$$f_{cmT} := e^{\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]} \cdot f_{cm} = 35.2 \cdot \text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus jännityshetkellä

$$E_{cmT} := 22 \left(\frac{f_{cmT}}{10 \text{MPa}} \right)^{0.3} \text{GPa} = 32.1 \cdot \text{GPa}$$

Betonin kimmokerroin jännityshetkellä

$$\alpha := \begin{cases} 1 & \text{if } t < 28 \\ \frac{2}{3} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$f_{ctmT} := \left[e^{\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]} \right]^\alpha \cdot f_{ctm} = 2.6 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuus ajanhetkellä t

$$\epsilon_{cu3} := 0.35\%$$

Betonin murtopuristuma

$$f_{yk} := 500 \text{MPa}$$

Betoniteräksen myötölujuus

$$E_s := 210 \text{GPa}$$

Betoniteräksen kimmokerroin

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{MPa}$$

Jänneteräksen 0,1% pysyvän venymän raja

$$f_{pk} := 1860 \text{MPa}$$

Jänneteräksen myötöraja

$$E_p := 195 \text{GPa}$$

Jänneteräksen kimmokerroin

$$\gamma_c := 1.35$$

$$\gamma_s := 1.1$$

$$\gamma_p := 1.1$$

Osavarmuusluvut

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 22 \cdot \text{MPa}$$

Betonin mitoituslujuus

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.7 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 454.5 \cdot \text{MPa}$$

Betoniteräksen mitoituslujuus

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_p} = 1490.9 \cdot \text{MPa}$$

Jänneteräksen mitoituslujuus

$$\sigma_{p0max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \cdot \text{MPa}$$

Suurin sallittu jännitys jännityshetkellä

$$\sigma_{pmax} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1394 \cdot \text{MPa}$$

Suurin sallittu jännitys lopputilanteessa

$$\sigma_p := 1400 \text{ MPa}$$

Valittu jännitys jännitettäessä

$$P_{1.0} := A_{p.1} \cdot \sigma_p = 196 \cdot \text{kN}$$

Yhden jänteen valittu voima

Jännitysraajat

$$\sigma_{c0} := -0.6 \cdot f_{ckT} = -16.3 \cdot \text{MPa}$$

Puristusjännitys jännityshetkellä

$$\sigma_{t0} := f_{ctmT} = 2.6 \cdot \text{MPa}$$

Vetojännitys jännityshetkellä

$$\sigma_c := -0.45 f_{ck} = -15.8 \cdot \text{MPa}$$

Puristusjännitys lopputilanteessa

$$\sigma_t := f_{ctm} = 3.2 \cdot \text{MPa}$$

Vetojännitys lopputilanteessa

Poikkileikkausarvot

$$A_1 := b_1 \cdot h_1 \quad A_2 := b_2 \cdot (h_2 - h_1) \quad A_3 := b_3 \cdot (h_3 - h_1)$$

ks. kuva ylhäällä

$$y_0 := \frac{\left[A_1 \cdot \frac{h_1}{2} + A_2 \cdot \left(\frac{h_2 - h_1}{2} + h_1 \right) + A_3 \cdot \left(\frac{h_3 - h_1}{2} + h_1 \right) \right]}{A_c} = 377.3 \cdot \text{mm}$$

Neutraaliakselin korkeus alareunasta

$$I_1 := \frac{(b_1 \cdot h_1^3)}{12} \quad I_2 := \frac{[b_2 \cdot (h_2 - h_1)^3]}{12} \quad I_3 := \frac{[b_3 \cdot (h_3 - h_1)^3]}{12}$$

$$e_1 := \frac{h_1}{2} - y_0 \quad e_2 := \frac{h_2 - h_1}{2} + h_1 - y_0 \quad e_3 := \frac{h_3 - h_1}{2} + h_1 - y_0$$

$$I_c := I_1 + A_1 \cdot e_1^2 + I_2 + A_2 \cdot e_2^2 + I_3 + A_3 \cdot e_3^2 = 24283762665 \cdot \text{mm}^4$$

Poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$$W_a := \frac{I_c}{y_0} = 64365832 \cdot \text{mm}^3 \quad W_y := \frac{I_c}{-(h - y_0)} = -50305815.4 \cdot \text{mm}^3$$

Poikkileikkauksen taivutusvastukset

Palkin kuormitukset

$$g_{op} := A_c \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Palkin omapaino

$$g_w := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Muu pysyvä kuorma

$$q_k := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hyötykuorma

$$\psi_2 := 0.8$$

Hyötykuorman
pitkäaikaisyhdistelykerroin

$$p_d := \max\left[1.15 \cdot (g_{\text{op}} + g) + 1.5 \cdot q_k, 1.35 \cdot (g_{\text{op}} + g)\right] = 45.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{k,\text{pa}} := g_{\text{op}} + g + \psi_2 \cdot q_k = 33.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pitkäaikainen kuormitus

$$M_{k,\text{pa}} := \frac{p_{k,\text{pa}} \cdot L^2}{8} = 103.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Pitkäaikaismomentti

$$M_g := \frac{(g_{\text{op}} + g) \cdot L^2}{8} = 103.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentti omasta painosta

$$M_{\text{max}} := \frac{(g_{\text{op}} + g + q_k) \cdot L^2}{8} = 103.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentti omasta painosta

$$M_{\text{Ed}} := \frac{p_d \cdot L^2}{8} = 139.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{Ed}} := \frac{p_d \cdot L}{2} = 113.1 \cdot \text{kN}$$

Jännegeometria

Poistetaan yksiköt kertoimien selvitystä varten:

$$y_{\text{alku}} := \frac{y_0}{1\text{m}} = 0.4$$

Jänteen korkeus palkin alussa

$$y_{0.5L} := \frac{c_p + \frac{\phi_{p,1}}{2}}{1\text{m}} = 0.078$$

Jänteen korkeus palkin jännevälän
keskellä

$$y_L := y_{\text{alku}} = 0.4$$

Jänteen korkeus palkin lopussa

$$L_{\text{num}} := \frac{L}{1\text{m}} = 5$$

Given

$$c = y_{\text{alku}} \quad \underline{c} := y_{\text{alku}}$$

$$\left(\frac{L_{\text{num}}}{2}\right)^2 \cdot a + \frac{L_{\text{num}}}{2} \cdot b + c = y_{0.5L}$$

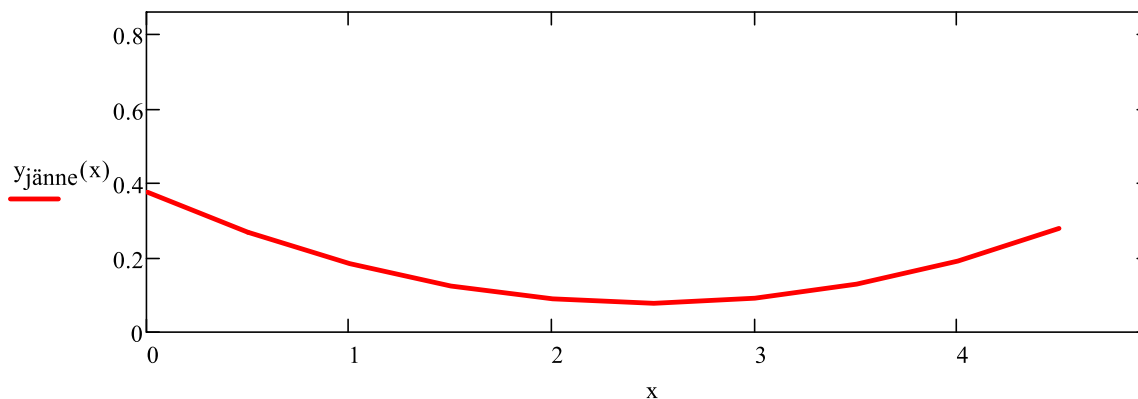
$$L_{\text{num}}^2 \cdot a + L_{\text{num}} \cdot b + c = y_L$$

$$\begin{pmatrix} a \\ b \\ \underline{c} \end{pmatrix} := \text{Find}(a, b, c) \rightarrow \begin{pmatrix} 0.048913739858834357147 \\ -0.24212301230123006788 \\ 0.37727722772277222 \end{pmatrix}$$

$$x := 0, 0.5 \dots L_{\text{num}}$$

$$y_{\text{jänne}}(x) := a \cdot x^2 + b \cdot x + c$$

Jänteen geometrian yhtälö edellä laskettuihin kertoimiin mukaan



$$x_1 := 0$$

$$x_2 := L_{\text{num}}$$

Kitkahäviön tarkastelukohhta

$$y'(x) := \frac{d}{dx} y_{\text{jänne}}(x) \rightarrow 0.097827479717668714294 \cdot x - 0.24212301230123006788$$

Derivaatan yhtälö

$$kk_1 := y'(x_1) = -0.2421$$

Jänteen kulmakerroin palkin päässä

$$kk_x := y'(x_2) = 0.2421$$

$$\theta_1 := \text{atan}(kk_1) = -13.611 \cdot \text{deg}$$

Jänteen kulma palkin päässä

$$\theta_x := \text{atan}(kk_x) = 13.611 \cdot \text{deg}$$

Välittömät jännityshäviöt jännemenetelmä:

Jännityshäviöt ennen kuorman tasapainotusta

KITKAHÄVIÖ

$$\mu := 0.1$$

Jänneteräksen kitkakerroin

$$\beta := 0.07$$

Aaltoisuusluku

$$\theta := -(\theta_1 - \theta_x) = 27.221 \cdot \text{deg}$$

Jänteen taivutusten kulmasumma x matkan päässä aktiiviankkurista

$$\Delta P_x(x) := P_{1.0} \cdot [1 - e^{-\mu \cdot (\theta + \beta \cdot x)}]$$

Kitkasta aiheutuvan jännityshäviön funktio

$$\Delta P_k := \Delta P_x(x_2) = 15.5 \cdot \text{kN}$$

Jännevoiman häviö kitkan takia

$$P_L := P_{1.0} - \Delta P_k = 180.5 \cdot \text{kN}$$

Jännevoima passiivipäässä kitkan jälkeen

$$\frac{\Delta P_k}{P_{1.0}} = 7.9 \cdot \%$$

Kitkahäviöprosentti

LUKITUSHÄVIÖ

$$\Delta p := \frac{P_{1.0} - P_L}{L} = 3.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Jännevoiman muutos pituusyksikköä kohti

$$\Delta := 5 \text{ mm}$$

Lukitusliukuma

$$w := \sqrt{\frac{\Delta \cdot E_p \cdot A_{p.1}}{\Delta p}} = 6.6 \text{ m}$$

Lukitushäviön vaikutuspituus

$$\Delta P_{Al} := \begin{cases} 2 \cdot \Delta p \cdot w & \text{if } w < L \\ \frac{\Delta \cdot E_p \cdot A_{p.1}}{L} + \Delta p \cdot w & \text{if } w > L \end{cases} = 48.2 \cdot \text{kN}$$

Jännevoiman lukitushäviö aktiiviankkurilla

$$\Delta P_{Pl} := \begin{cases} 0 \text{ kN} & \text{if } w \leq L \\ \frac{\Delta \cdot E_p \cdot A_{p.1}}{L} - \Delta p \cdot w & \text{if } w > L \end{cases} = 6.9 \cdot \text{kN}$$

Jännevoiman lukitushäviö passiiviankkurilla

$$P_{m.0} := \begin{cases} \frac{\left(\frac{(2P_{1.0} - \Delta P_{Al}) - \Delta P_x \left(\frac{w}{m} \right)}{2} \cdot w + \frac{2P_{1.0} - \Delta P_x \left(\frac{w}{m} \right) - \Delta P_{Pl}}{2} \cdot (L - w) \right)}{L} & \text{if } w \leq L \\ (P_{1.0} - \Delta P_{Al} + 0.5 \cdot \Delta P_k) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$P_{m.0} = 155.5 \cdot \text{kN}$$

Keskimääräinen jännevoima kitka- ja lukitushäviön jälkeen yhdessä jänteessä

$$\frac{P_{1.0} - P_{m.0}}{P_{1.0}} = 20.7\%$$

Jännityshäviö prosentti kitka- ja lukitushäviöiden jälkeen

Kuorman tasapainottaminen ja jännevoiman määrittäminen

$$w_{tp} := \frac{8 \cdot P_{m.0} \cdot \left(\frac{h}{2} - c_p \right)}{L^2} = 18.28 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Keskimääräinen tasapainottava ohjausvoima yhtä jännettä kohti

$$\Delta_{loppuarvio} := 15\%$$

Arvio lopuista jännityshäviöistä

$$w_{tp.lask} := w_{tp} - \Delta_{loppuarvio} \cdot w_{tp} = 15.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tasapainottava ohjausvoima arvioitujen häviöiden jälkeen

$$k_{tp} := 100\%$$

Tasapainotettava osuus omasta painosta

$$n_{lask} := \frac{k_{tp} \cdot (g_{op} + g)}{w_{tp.lask}} = 2.18$$

Jänteiden laskennallinen määrä

$$n := \text{ceil}(n_{lask}) = 3$$

Valittu jännemäärä

$$A_p := n \cdot A_{p.1} = 420 \cdot \text{mm}^2$$

Jänneteräksen pinta-ala

$$P_{\max} := -A_p \cdot \sigma_p = -588 \cdot \text{kN}$$

Maksimi jännevoima

Loput välittömät jännityshäviöt

BETONIN KIMMOISESTA
KOKOONPURISTUMASTA JOHTUVA HÄVIÖ

$$\Delta\sigma_{c1} := \frac{P_{m,0}}{A_c} = 0.4 \cdot \text{MPa}$$

Yhden punoksen jännittämisen
aiheuttama betonin puristusjännitys

$$j := \frac{n-1}{2 \cdot n} = 0.3$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{j \cdot \Delta\sigma_{c1}}{E_{cmT}} \right) = 1.1 \cdot \text{kN}$$

Eri aikaan jännitettävien jänneiden
aiheuttama häviö. Oletetaan jänneet
jännitettäväksi yksittäin.

Ajasta riippuvat häviöt

BETONIN KUTISTUMAN AIHEUTTAMA HÄVIÖ

$$\epsilon_{ca,1000} := \left(1 - e^{-0.2 \cdot 1000^{0.5}} \right) \cdot \left[2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} \right] = 0.0624 \cdot \text{‰}$$

Sisäinen kutistuma 1000 vrk ikäisenä

$$u := h_2 + b_1 + h_3 = 2420 \cdot \text{mm}$$

Kuivumiselle alttiin poikkileikkauksen
piiri

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 292.1 \cdot \text{mm}$$

Poikkileikkauksen nimellismitta

$$k_h := \begin{cases} 1.0 & \text{if } h_0 \leq 100 \text{ mm} \\ 0.85 + \left(1 - \frac{h_0 - 100 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \right) \cdot 0.15 & \text{if } 100 \text{ mm} < h_0 \leq 200 \text{ mm} \\ 0.75 + \left(1 - \frac{h_0 - 200 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \right) \cdot 0.1 & \text{if } 200 \text{ mm} < h_0 \leq 300 \text{ mm} \\ 0.7 + \left(1 - \frac{h_0 - 300 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} \right) \cdot 0.05 & \text{if } 300 \text{ mm} < h_0 \leq 500 \text{ mm} \\ 0.7 & \text{if } h_0 > 500 \text{ mm} \end{cases} = 0.804$$

$$\alpha_{ds1} := \begin{cases} 3 & \text{if sementti} = S \\ 4 & \text{if sementti} = N \\ 6 & \text{if sementti} = R \end{cases} = 6$$

$$\alpha_{ds2} := \begin{cases} 0.13 & \text{if sementti} = S \\ 0.12 & \text{if sementti} = N \\ 0.11 & \text{if sementti} = R \end{cases} = 0.11$$

$$\boxed{RH := 50\%}$$

Ympäristön suhteellinen kosteus

$$RH_0 := 100\%$$

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

$$\epsilon_{cd} := k_h \cdot \epsilon_{cd,0} = 0.5082 \cdot \%$$

Kuivumiskutistuma

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca,1000} = 0.0571 \cdot \%$$

Kokonaiskutistuma

RELAKSAATION AIHEUTTAMA HÄVIÖ

$$t_T := 500000$$

Relaksaation tarkasteluhetki (tunteina)

$$\mu_T := \frac{\sigma_p}{f_{pk}} = 0.8$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot 2.5\% \cdot e^{9.1 \cdot \mu_T \cdot \left(\frac{t_T}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_T)}} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_p = 0.6901 \cdot \text{MPa}$$

Relaksaation aiheuttama häviö

VIRUMASTAAIHEUTUNUT HÄVIÖ

$$t = 7$$

$$h_0 = 292.1 \cdot \text{mm}$$

$$\varphi := 2.3$$

Virumaluku käyrästä määritettynä

PITKÄAIKAISHÄVIÖT YHTEENSÄ

$$e_p := \left[y_0 - \left(y_{\text{jänne}} \left(\frac{L_{\text{num}}}{2} \right) \right) \right] m = 299.6 \cdot \text{mm}$$

Jänteen etäisyys painopisteeltä

$$\sigma_{c,QP} := \frac{P_{\text{max}}}{A_c} + \frac{P_{\text{max}} \cdot e_p^2}{I_c} + M_{k,pa} \cdot \frac{e_p}{I_c} = -2.6 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta P_{\text{csr}} := A_p \cdot \frac{\epsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi \cdot |\sigma_{c,QP}|}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot e_p^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi)} = 58.5 \cdot \text{kN}$$

Jänteen etäisyys painopisteeltä

$$P_1 := -n \cdot P_{m,0} + \Delta P_{el} = -465.4 \cdot \text{kN}$$

Jännevoima välittömien häviöiden jälkeen

$$P_2 := -n \cdot P_{m,0} + \Delta P_{\text{csr}} + \Delta P_{el} = -406.9 \cdot \text{kN}$$

Jännevoima lopputilanteessa kaikkien häviöiden jälkeen

$$1 - \frac{P_2}{P_{\text{max}}} = 30.8 \cdot \%$$

Jännityshäviöt prosentteina

Jännitysrajojen tarkastus

Jännitysrajaehdot täyttyvät, jos tulos on 1, jos tulos on 0, rakennetta muutettava.

$$Mg(x) := \frac{1}{2} \cdot (g_{op} + g) \cdot L \cdot x \cdot m - (g_{op} + g) \cdot \frac{(x \cdot m)^2}{2}$$

$$\sigma_{a0}(x) := \frac{P_1}{A_c} + \frac{P_1 \cdot [y_0 - (y_{j\ddot{a}nne}(x))m] + Mg(x)}{W_a}$$

x =	$\sigma_{a0}(x) =$	$\sigma_{a0}(x) \geq \sigma_{c0} =$
0	-1.3 · MPa	1
0.5	-1.5	1
1	-1.7	1
1.5	-1.8	1
2	-1.9	1
2.5	-1.9	1
3	-1.8	1
3.5	-1.8	1
4	-1.7	1
4.5	-1.5	1

Alareunan jännitys jännitystilanteessa

$$\sigma_{y0}(x) := \frac{P_1}{A_c} + \frac{P_1 \cdot [y_0 - (y_{j\ddot{a}nne}(x))m] + Mg(x)}{W_y}$$

x =	$\sigma_{y0}(x) =$	$\sigma_{y0}(x) \leq \sigma_{t0} =$
0	-1.3 · MPa	1
0.5	-1.1	1
1	-0.9	1
1.5	-0.7	1
2	-0.6	1
2.5	-0.6	1
3	-0.6	1
3.5	-0.7	1
4	-0.9	1
4.5	-1.1	1

Yläreunan jännitys jännitystilanteessa

$$M_{\max}(x) := \frac{1}{2} \cdot (g_{\text{op}} + g + q_k) \cdot L \cdot x \cdot m - (g_{\text{op}} + g + q_k) \cdot \frac{(x \cdot m)^2}{2}$$

$$\sigma_a(x) := \frac{P_2}{A_c} + \frac{P_2 \cdot [y_0 - (y_{\text{jänne}}(x))m] + M_{\max}(x)}{W_a}$$

x =	$\sigma_a(x) =$	$\sigma_a(x) \leq \sigma_t =$
0	-1.2 · MPa	1
0.5	-1.3	1
1	-1.3	1
1.5	-1.4	1
2	-1.4	1
2.5	-1.4	1
3	-1.4	1
3.5	-1.4	1
4	-1.3	1
4.5	-1.2	1

Alareunan jännitys lopputilanteessa

$$\sigma_y(x) := \frac{P_2}{A_c} + \frac{P_2 \cdot [y_0 - (y_{j\ddot{a}nne(x)})m] + M_{\max(x)}}{W_y}$$

x =	$\sigma_y(x) =$	$\sigma_y(x) \geq \sigma_d =$
0	-1.2 · MPa	1
0.5	-1	1
1	-0.9	1
1.5	-0.8	1
2	-0.8	1
2.5	-0.8	1
3	-0.8	1
3.5	-0.9	1
4	-0.9	1
4.5	-1	1

Yläreunan jännitys lopputilanteessa

Taivutuskestävyys MRT

$$\lambda := 0.8$$

Eurokoodin antama kerroin

$$A_{s,\min} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_1 \cdot d_s, 0.0013 \cdot b_1 \cdot d_s \right) = 945.3 \cdot \text{mm}^2$$

Poikkileikkauksen minimiteräsmäärä

$$n_s := 5$$

Päätankojen lukumäärä

$$A_s := n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{pt}}{2} \right)^2 = 1005.3 \cdot \text{mm}^2$$

Valittu betoniteräsmäärä

$$A_s \geq A_{s,\min} = 1$$

$$b_{\text{eff}} := b_2 + b_3 = 350 \cdot \text{mm}$$

Tehollinen puristuspuunnan leveys

$$\eta := 1$$

Eurokoodin antama kerroin

$$\Delta\sigma_{\text{ULS}} := 50 \text{ MPa}$$

Jännityslisäys tartunnattoman jänteen takia

$$\sigma_{pd} := \min \left(\frac{-P_2}{f_{pd} \cdot \frac{\gamma_p}{A_p}} + \Delta\sigma_{\text{ULS}} \right) = 930.7 \cdot \text{MPa}$$

Tehollinen jännitys

$$x_n := \frac{A_p \cdot \sigma_{pd} + A_s \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b_{eff} \cdot \eta \cdot f_{cd}} = 137.4 \cdot \text{mm}$$

Neutraaliakselin korkeus

$$M_{Rd} := \left(d_p - \frac{\lambda \cdot x_n}{2} \right) \cdot A_p \cdot f_{pd} + \left(d_s - \frac{\lambda \cdot x_n}{2} \right) \cdot A_s \cdot f_{yd} = 795.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Murtorajatilän momenttikapasiteetti

$$\epsilon_s := \frac{\epsilon_{cu3} \cdot (d_s - x_n)}{x_n} = 1.711\% \quad \epsilon_s \geq \frac{f_{yd}}{E_s} = 1$$

Betoniterästen myötäämisen tarkistus

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 17.6\%$$

$$\sigma_{c2} := \frac{P_2}{A_c} = -1.2 \cdot \text{MPa}$$

Keskeinen puristusjännitys

$$M_{cr} := (f_{ctm} + -\sigma_{c2}) \cdot W_a = 280.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Halkeilumomentti

$$M_{Rd} \geq 1.15 \cdot M_{cr} = 1$$

Kestävyys :=	$\begin{aligned} & \text{"OK"} \quad \text{if} \quad \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \geq 1.5 \vee \left(\epsilon_s \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \wedge \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1 \right) \\ & \text{"EI RIITÄ"} \quad \text{otherwise} \end{aligned}$	= "OK"
--------------	---	--------

Leikkauskestävyys MRT

$$b_w := \begin{cases} b_1 & \text{if } y_0 \leq h_1 \\ (b_2 + b_3) & \text{if } y_0 \geq h_1 \end{cases} = 350 \cdot \text{mm}$$

$$S_n := \begin{cases} b_2 \cdot (h_2 - h_1) \cdot \left(\frac{h_2 - h_1}{2} \right) + b_3 \cdot (h_3 - h_1) \cdot \left(\frac{h_3 - h_1}{2} \right) + b_1 \cdot (h_1 - y_0) \cdot \frac{h_1 - y_0}{2} & \text{if } y_0 \leq h_1 \\ b_2 \cdot (h_2 - y_0) \cdot \left(\frac{h_2 - y_0}{2} \right) + b_3 \cdot (h_3 - y_0) \cdot \left(\frac{h_3 - y_0}{2} \right) & \text{if } y_0 \geq h_1 \end{cases}$$

$$S_n = 40778723.1 \cdot \text{mm}^3$$

Neutraaliakselin yläpuolinen staattinen momentti

$$\alpha_1 := 1$$

Tartunnattomien jänteiden kerroin

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{-0.9P_2}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = 1 \cdot \text{MPa}$$

Keskeinen puristusjännitys

$$V_{Rd,c1} := \frac{I_c \cdot b_w}{(S_n)} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 441.9 \cdot \text{kN}$$

Leikkausraudoittamattoman poikkileikkauksen leikkauskestävyys tyypin 1 halkeama-alueella

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{200 \frac{\text{mm}}{d_s}}, 2 \right) = 1.5$$

$$\rho_1 := \min \left(\frac{A_s}{b_w \cdot d_s}, 0.02 \right) = 0.004$$

$$k_1 := 0.15$$

$$V_{Rd.c2} := \left(C_{Rd.c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d_s = 174.9 \cdot \text{kN}$$

Kaikki vetoteräksset ankkuroitava kokonaan!!

Leikkausraudoittamattoman poikkileikkauksen leikkauskestävyys tyyppin 2 halkeama-alueella

$$M_d(x) := \frac{1}{2} \cdot p_d \cdot L \cdot x \cdot m - p_d \cdot \frac{(x \cdot m)^2}{2}$$

$$\sigma_{ad}(x) := \frac{0.9P_2}{A_c} + \frac{0.9P_2 \cdot [y_0 - (y_{j\ddot{a}nne}(x))m] + M_d(x)}{W_a}$$

$$V_d(x) := \left| \frac{1}{2} \cdot p_d \cdot L - p_d \cdot x \cdot m \right| + 0.9 \cdot P_2 \cdot \sin(|\text{atan}(y'(x))|)$$

x =	$\sigma_{ad}(x) =$	$\sigma_{ad}(x) \leq f_{ctd} =$	$V_d(x) =$
0	-1 · MPa	1	26.9 · kN
0.5	-0.9	1	20.7
1	-0.7	1	15.1
1.5	-0.6	1	9.8
2	-0.6	1	4.7
2.5	-0.6	1	0.2
3	-0.6	1	5.2
3.5	-0.6	1	10.3
4	-0.7	1	15.6
4.5	-0.9	1	21.3

Halkeamatyyppi 1, kun 3 sarakkeessa tulos on 1, ja halkeamatyyppi 2, kun sarakkeen tulos on 0.

$$V_{Rd.c1} = 441.9 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.c2} = 174.9 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed1} := V_d(0) = 26.9 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed2} := V_d(x_{L1}) = 26.9 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed1} \leq V_{Rd.c1} = 1$$

$$V_{Ed2} \leq V_{Rd.c2} = 1$$

Halkeamatyyppin 1 alueen betonin leikkauskestävyys

Halkeamatyyppin 2 alueen betonin leikkauskestävyys

Leikkauskestävyyden tarkitus

Leikkausraudoitus :=	"minimiraudoitus" if $V_{Ed1} \leq V_{Rd.c1} \wedge V_{Ed2} \leq V_{Rd.c2}$ = "minimiraudoitus"
	"laskettava" otherwise

$$A_{sw.min} := \frac{0.08 \cdot b_w \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \text{ MPa}}}{f_{yk}} = 331.3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimihakojen teräspinta-alavaatimus

$$s_{haka} := 300\text{mm}$$

Hakajako

$$n_h := 2$$

Hakojen leikemäärä

$$\theta_p := 45\text{deg}$$

Puristussauvan suuntakulma (25-45)

$$A_{sw.lask} := \frac{V_{Ed1}}{0.9 \cdot d_s \cdot 0.8 \cdot f_{yk} \cdot \cot(\theta_p)} = 92.3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Leikkausvoiman vaatima hakamäärä

$$A_{sw} := \frac{1}{s_{haka}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2 \cdot n_h = 335.1 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Todellinen hakojen teräspinta-ala

$$A_{sw.vaad} := \begin{cases} A_{sw.min} & \text{if Leikkausraudoitus} = \text{"minimiraudoitus"} \\ A_{sw.lask} & \text{otherwise} \end{cases} = 331.3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sw} \geq A_{sw.vaad} = 1$$

Hakaraudoituksen riittävyys

$$V_{Rd.s} := A_{sw} \cdot 0.9 \cdot d_s \cdot 0.8 \cdot f_{yk} \cdot \cot(\theta_p) = 97.6 \cdot \text{kN}$$

Haoitetun rakenteen leikkauskestävyys
jos betonin kapasiteetti ei riitä

$$\alpha_{cw} := \begin{cases} \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0\text{MPa} < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd} \\ \left[2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right)\right] & \text{if } 0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} = 1$$

$$v_1 := \begin{cases} 0.6 & \text{if } f_{ck} \leq 60\text{MPa} \\ \left(0.9 - \frac{f_{ck}}{200\text{MPa}}\right) & \text{otherwise} \end{cases} = 0.6$$

$$V_{Rd.max} := \frac{b_w \cdot 0.9 \cdot d_s \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta_p) + \tan(\theta_p)} = 1763.9 \cdot \text{kN}$$

Maksimi leikkauskestävyys

$$V_{Ed1} \leq V_{Rd.c1} \leq V_{Rd.max} = 1$$

$$V_{Ed2} \leq V_{Rd.c2} \leq V_{Rd.max} = 1$$

$$V_{Ed1} \leq V_{Rd.s} \leq V_{Rd.max} = 1$$

$$V_{Ed2} \leq V_{Rd.s} \leq V_{Rd.max} = 1$$

Ankkurointialueen suunnittelu

$$a_{1,v} := 120\text{mm}$$

Ankkurikappaleen sivumitta
tarkastelusuunnassa

$$a_{2,v} := 250\text{mm}$$

Jakaantumispinnan sivumitta
tarkastelusuunnassa

$$F_{t,v,1} := \frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{a_{1,v}}{a_{2,v}} \right) \cdot \left(1.2 \cdot P_{m,0} + \frac{\cot(\theta_p)}{2} \cdot V_{Ed1} \right) = 26 \cdot \text{kN}$$

Yhden ankkurin aiheuttama halkaiseva
voima

$$a_{1,p} := 120\text{mm}$$

Ankkurikappaleen sivumitta
tarkastelusuunnassa

$$a_{2,p} := 360\text{mm}$$

Jakaantumispinnan sivumitta
tarkastelusuunnassa

$$F_{t,p,1} := \frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{a_{1,p}}{a_{2,p}} \right) \cdot \left(1.2 \cdot P_{m,0} + \frac{\cot(\theta_p)}{2} \cdot V_{Ed1} \right) = 33.3 \cdot \text{kN}$$

Yhden ankkurin aiheuttama halkaiseva
voima

$$n_{a,p} := 1$$

Ankkurivien lukumäärä pystysuunnassa

$$n_{a,v} := 2$$

Ankkurivien lukumäärä
vaakasuunnassa

$$F_{t,v} := n_{a,v} \cdot F_{t,v,1} = 52 \cdot \text{kN}$$

Halkaisuvoima vaakasuunnassa

$$F_{t,p} := n_{a,p} \cdot F_{t,p,1} = 33.3 \cdot \text{kN}$$

Halkaisuvoima pystysuunnassa

$$A_{s,h,v} := \frac{F_{t,v}}{300\text{MPa}} = 173.4 \cdot \text{mm}^2$$

Vaakasuuntaisen halkaisuvoiman
vaatima radoitus

$$A_{s,h,p} := \frac{F_{t,p}}{300\text{MPa}} = 111.1 \cdot \text{mm}^2$$

Pystysuuntaisen halkaisuvoiman
vaatima radoitus

$$\phi_{hh} := 10\text{mm}$$

Halkaisuhakojen halkaisija

$$n_p := 2$$

Halkaisuhakojen lukumäärä
pystysuuntaiseen halkaisuvoimaan

$$n_v := 3$$

Halkaisuhakojen lukumäärä
vaakasuuntaiseen halkaisuvoimaan

$$A_{shp} := n_p \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{hh}}{2} \right)^2 = 157.1 \cdot \text{mm}^2$$

Pystyhakojen pinta-ala

$$A_{shv} := n_v \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{hh}}{2} \right)^2 = 235.6 \cdot \text{mm}^2$$

Vaakahakojen pinta-ala

$$\frac{A_{s,h,v}}{A_{shv}} = 73.6\%$$

$$\frac{A_{s,h,p}}{A_{shp}} = 70.8\%$$

$$A_{c0} := a_{1,v} \cdot a_{1,p} = 14400 \cdot \text{mm}^2$$

Paikallisen puristuksen vaikutusala

$$A_{c1} := a_{2,v} \cdot a_{2,p} = 90000 \cdot \text{mm}^2$$

Paikallisen puristuksen jakaantumisala

$$f_{cdT} := 0.85 \cdot \frac{f_{ckT}}{\gamma_c} = 17.1 \cdot \text{MPa}$$

$$F_{Rdu} := A_{c0} \cdot f_{cdT} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 616.7 \cdot \text{kN}$$

Paikallinen puristuskapasiteetti

$$\frac{1.2P_{m.0} + \frac{\cot(\theta_p)}{2} \cdot V_{Ed1}}{F_{Rdu}} = 32.4\%$$

$$F_{pvd} := -0.04 \cdot 1.2 \cdot P_1 = 22.3 \cdot \text{kN}$$

Poikittainen vetovoima rakenteen
päässä

$$A_{spv} := \frac{F_{pvd}}{300 \text{MPa}} = 74.5 \cdot \text{mm}^2$$

Poikittaisen vetovoiman vaatima
hakaraudoitus

$$n_{pv} := 2$$

Hakojen lukumäärä

$$A_{spv.val} := n_{pv} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{hh}}{2} \right)^2 = 157.1 \cdot \text{mm}^2$$

Valittu hakojen pinta-ala

$$\frac{A_{spv}}{A_{spv.val}} = 47.4\%$$